



TESIS - RC 142501

**STUDI PERILAKU DARI *SHORT LINK*,  
*INTERMEDIATE LINK* DAN *LONG LINK* PADA  
SISTEM STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED*  
*FRAME* (EBF)**

JUSUF WILSON MEYNERD RAFAEL  
NRP : 3115 202 001

DOSEN PEMBIMBING  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

PROGRAM STUDI MAGISTER  
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2017



TESIS - RC 142501

**STUDI PERILAKU DARI *SHORT LINK*,  
*INTERMEDIATE LINK* DAN *LONG LINK* PADA  
SISTEM STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED*  
*FRAME (EBF)***

OLEH : JUSUF WILSON MEYNERD RAFAEL  
NRP : 3115 202 001

DOSEN PEMBIMBING  
Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.

PROGRAM STUDI MAGISTER  
BIDANG KEAHLIAN STRUKTUR  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
SURABAYA  
2017

## LEMBAR PENGESAHAN

Tesis disusun untuk memenuhi salah satu syarat memperoleh gelar  
Magister Teknik (M.T.)

di  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya

Oleh:  
**Jusuf Wilson Meynerd Rafael**  
NRP. 3115 202 001

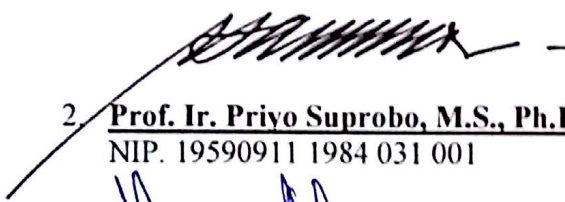
Tanggal Ujian : 13 Januari 2017  
Periode Wisuda : Maret 2017

Disetujui oleh:



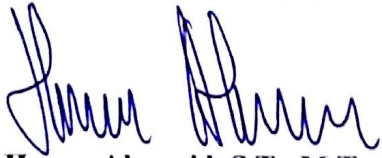
1. **Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D.**  
NIP. 19730128 1998 021 002

(Dosen Pembimbing)



2. **Prof. Ir. Priyo Suprobo, M.S., Ph.D.**  
NIP. 19590911 1984 031 001

(Dosen Penguji I)



3. **Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D.**  
NIP. 19830808 2008 121 005

(Dosen Penguji II)

an. Direktur Program Pascasarjana  
Asisten Direktur



**Prof. Dr. Ir. Pri Wicaksono, M.Eng.**  
NIP. 19612021986031001

Direktur Program Pascasarjana,

**Prof. Ir. Djauhar Manfaat, M.Sc., Ph.D.**  
NIP. 19601202 1987 011 001

# **STUDI PERILAKU DARI *SHORT LINK*, *INTERMEDIATE LINK* DAN *LONG LINK* PADA SISTEM STRUKTUR *ECCENTRICALLY BRACED FRAME* (EBF)**

Nama : Jusuf Wilson Meynerd Rafael  
NRP : 3115 202 001  
Pembimbing : Budi Suswanto, S.T. M.T. Ph.D.

## **ABSTRAK**

Sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) merupakan sistem yang mensyaratkan perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik. Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur EBF yaitu; *short link*, *intermediate link* dan *long link* yang ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ).

Struktur portal baja EBF tipe *Split K-Braces* dengan tiga kriteria balok *link* dimodelkan dalam penelitian ini menggunakan perangkat lunak ABAQUS dengan pembebanan diberikan secara siklik melalui kontrol perpindahan. *Web stiffener* pada setiap model balok *link* didesain dengan jarak pengaku sesuai dengan ketentuan AISC 2010 (standar) dan dengan modifikasi *web stiffener* yaitu penambahan *diagonal web stiffener*.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa model portal EBF tipe *Split K-Braces* yang menggunakan *short link* lebih baik dan dianjurkan dalam penggunaannya pada struktur dibandingkan *intermediate link* maupun *long link*. Hal ini ditunjukkan dengan mekanisme keruntuhan pada *link* lebih dulu tercapai pada *short link* dibandingkan model yang lainnya. Penambahan *diagonal web stiffener* pada *link* dapat meningkatkan kapasitas dari *link* tetapi satu sisi dapat memberikan kekuatan lebih pada *link* sehingga menyebabkan *link* berperilaku seperti balok terutama pada *long link*.

Kata kunci: perilaku *link*, *short link*, *intermediate link*, *long link*, *eccentrically braced frame*

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

# PERFORMANCE ANALYSIS STUDY OF SHORT LINK, INTERMEDIATE LINK AND LONG LINK IN ECCENTRICALLY BRACED FRAME STRUCTURE

Name : Jusuf Wilson Meynerd Rafael  
Student ID : 3115 202 001  
Advisor : Budi Suswanto, S.T. M.T. Ph.D.

## ABSTRACT

The paper discusses an analysis study on the design of *Eccentrically Braced Frame* (EBF) i.e. short link, intermediate link and long link. The analysis aimed at examining the influence of inelastic performance, particularly the effect of geometrical factors that occurred by its link and seismic hazard on the design performance of EBFs. The performance conditions are obtained from the link normalization to ratio capacity of plastic moment ( $M_p$ ) and plastic shear ( $V_p$ ).

A numerical investigation was conducted on EBF portal system, Split K-Braces under three links condition. Subsequently, the analysis is performed by using ABAQUS and the loading method is based on displacement control under the influence of cyclic parameter. In fact, to allocate the link parameters, spacing of web stiffener on each model is followed by using AISC-2010. It is also added a diagonal web stiffener in each link scheme.

The results indicate that the short link model considered in this study have on a higher over strength value and used as a proposed model when compared to intermediate link and long link model. It is stated by the failure mechanism as well, the failure is well-occurred in the short link condition. In addition, the added of diagonal web stiffener is possibly increase the link capacity. However, it could affect the performance behavior of link that typically proceed as a beam especially for a long link model.

Keyword: *link performance, short link, intermediate link, long link, eccentrically braced frame*

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## KATA PENGANTAR

Puji dan syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa atas rahmat dan tuntunannya sehingga tesis dengan judul “**Studi Perilaku dari *Short Link, Intermediate Link* dan *Long Link* pada Sistem Struktur *Eccentrically Braced Frame (EBF)*”** dapat diselesaikan dengan baik.

Tesis ini disusun sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Magister Teknik (M.T.) dalam bidang Stuktur pada program studi Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya.

Pada kesempatan ini penulis menyampaikan rasa hormat dan ucapan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada semua pihak yang telah membantu selama studi S2 di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya, khususnya kepada :

1. Bapak Budi Suswanto, S.T., M.T., Ph.D., selaku dosen pembimbing, atas bimbingan, dukungan serta waktunya dalam penyelesaian tesis.
2. Ibu Endah Wahyuni, S.T., M.Sc., Ph.D., selaku dosen wali, atas segala arahan, nasehat serta bimbingannya.
3. Bapak Prof. Ir. Priyo Suprobo, M.S., Ph.D., Bapak Harun Alrasyid, S.T., M.T., Ph.D., selaku dosen penguji, atas saran dan masukan yang di berikan.
4. Seluruh staf pengajar dan staf administrasi pascasarjana yang telah memberikan bekal ilmu pengetahuan dan pelayanan administrasi selama penulis menjalani proses belajar.
5. Kedua orang tua saya, bapak Drs.Yan Rafael, M.S. (Alm) dan Ibu Dra.Leony M. Ndoen, M.M., ka’ Joyce dan ka’ Andre, Tria, oma Dale, serta seluruh keluarga besar Rafael – Ndoen yang telah memberikan semangat, nasehat dan doa sehingga penulis dapat menyelesaikan tesis ini.
6. Teman-teman seangkatan Struktur 2015, Sisi (partner tesis), Evyn, Ikom, mas Rohim, mas Udhye, Julio, mas Aulia, Kefi, Teddy, mas Rasyid, mas hilfi, mas Budwi dan Dean yang selalu menyemangati dan mendorong penyelesaian tesis.
7. Semua yang telah membantu yang tidak dapat disebutkan satu persatu.



Penulisan tesis ini masih banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu saran dan kritik demi penyempurnaan tesis ini maupun penulisan karya ilmiah yang mungkin penulis lakukan di masa-masa mendatang sangat diharapkan.

Akhir kata, penulis berharap tesis ini dapat memberikan manfaat bagi pengembangan ilmu pengetahuan terutama dalam bidang Struktur.

Surabaya, Januari 2017

Penulis

## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN .....	i
ABSTRAK.....	iii
ABSTRACT.....	v
KATA PENGANTAR .....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB 1 PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Pembatasan Masalah .....	4
1.5 Manfaat Studi .....	4
BAB 2 STUDI LITERATUR .....	5
2.1 Sistem <i>Eccentrically Braced Frame</i> (EBF).....	5
2.2 Komponen Penyusun Sistem EBF .....	6
2.2.1 Elemen <i>Link</i> .....	6
2.2.2 <i>Bracing</i> Diagonal dan Balok di Luar <i>Link</i> .....	9
2.2.3 Kolom .....	10
2.3 Respon Inelastis dan Mekanisme Keruntuhan .....	11
2.4 Pengaku Badan ( <i>Web Stiffeners</i> ) .....	13
2.4.1 Pengaku Badan Vertikal.....	15
2.4.2 Pengaku Badan Diagonal .....	17
2.5 Analisa Dinamik Linier Respons Spektrum.....	20
2.6 Target Perpindahan.....	20
2.7 Batasan Simpangan Antar Lantai dan Rotasi Sendi Plastis .....	21
2.8 Tingkat Kinerja Bangunan .....	21
BAB 3 METODOLOGI.....	23
3.1 Diagram Alir Metodologi.....	23
3.2 Penjelasan Diagram Alir Metodologi.....	24

3.1.1	Studi Literatur.....	24
3.1.2	<i>Preliminary Design</i> dan Pemodelan Struktur Bangunan Sistem EBF .....	24
3.1.3	Pemodelan dan Analisa Struktur dengan SAP2000 v.14.2.5 .....	28
3.1.4	Kontrol Kekuatan Penampang.....	32
3.1.5	Pemodelan Portal EBF dan Analisis dengan ABAQUS 6.14.....	33
3.1.6	Verifikasi Model Portal EBF dengan SAP2000 .....	41
3.1.7	Pemodelan Lanjutan dengan <i>Diagonal Web Stiffener</i> pada Balok <i>Link</i> .....	42
3.1.8	Kesimpulan.....	42
BAB 4 ANALISA DAN PEMBAHASAN .....		43
4.1	Analisa Struktur.....	43
4.1.1	Kontrol Pemodelan dengan SAP2000.....	43
4.1.2	Kontrol Penampang.....	50
4.2	Simpangan Lateral dan Drift .....	51
4.3	Analisa Perilaku Portal EBF dengan ABAQUS versi 6.14 .....	53
4.4	Verifikasi Hasil.....	58
4.5	Pengembangan Lanjutan dengan <i>Diagonal Web Stiffener</i> .....	62
4.6	Diagram Tegangan-Regangan pada Portal EBF-S, EBF-I dan EBF-L ..	68
4.7	Perbandingan Nilai Disipasi Energi .....	70
BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN .....		73
5.1	Kesimpulan.....	73
5.2	Saran .....	73
DAFTAR PUSTAKA.....		75
LAMPIRAN		
BIODATA PENULIS		

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Beberapa kemungkinan penempatan <i>bracing</i> untuk sistem struktur EBF (Engelhardt, 2007) .....	5
Gambar 2.2 Lokasi aksi inelastis pada MRF, EBF dan CBF (Dara, 2010) .....	6
Gambar 2.3 Gaya yang bekerja pada balok <i>link</i> (Popov dan Engelhardt, 1988) .....	7
Gambar 2.4 Klasifikasi <i>link</i> (Bruneau et al., 2011) .....	8
Gambar 2.5 Distribusi gaya lateral dan internal pada rangka (Pirmoz dan Marefat, 2014) .....	10
Gambar 2.6 Tipikal sistem EBF (a) K-braces; (b) D-braces; (c) V-braces (Chao dan Goel, 2006).....	11
Gambar 2.7 Sudut rotasi <i>link</i> untuk sistem EBF pada Gambar 2.4 (Chao dan Goel, 2006) .....	11
Gambar 2.8 Rotasi desain <i>link</i> (Richards dan Uang, 2005) .....	12
Gambar 2.9 Mode kegagalan pada <i>link</i> tanpa <i>stiffeners</i> (Popov, 1983) .....	14
Gambar 2.10 Mode kegagalan pada <i>short link</i> (Okazaki et al, 2004).....	14
Gambar 2.11 Mode kegagalan pada <i>intermediate link</i> (Okazaki et al, 2004).....	14
Gambar 2.12 Mode kegagalan pada <i>long link</i> (Okazaki et al, 2004).....	15
Gambar 2.13 Balok <i>link</i> dengan pengaku badan (Yurisman et al., 2010) .....	16
Gambar 2.14 Tiga model benda uji <i>long link</i> untuk analisis siklik (Budiono et al., 2011) .....	17
Gambar 2.15 Perbandingan kurva histeretik pada model <i>link</i> pendek (Yurisman et. al., 2010) .....	18
Gambar 2.16 Perbandingan kurva histeretik pada model <i>link</i> panjang (Budiono et al. 2011) .....	18
Gambar 2.17 Visualisasi rekayasa gempa berbasis kinerja (FEMA 356, 2000)....	22
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi .....	23
Gambar 3.2 Model Prototype Denah Bangunan .....	25
Gambar 3.3 Klasifikasi <i>link</i> (Bruneau et al., 2011) .....	26
Gambar 3.4 <i>Subframe</i> EBF; (a) EBF-S, (b) EBF-I dan (c) EBF-L.....	28
Gambar 3.5 Contoh <i>Input</i> material dari penampang.....	29

Gambar 3.6 Contoh <i>Input</i> dimensi penampang .....	29
Gambar 3.7 Contoh <i>modeling</i> struktur EBF; (a) EBF-S, (b) EBF-I dan (c) EBF-L .....	30
Gambar 3.8 Contoh pemberian <i>hinge properties</i> pada struktur .....	31
Gambar 3.9 Pilihan analisis .....	32
Gambar 3.10 Contoh membuat model balok .....	33
Gambar 3.11 Contoh pemodelan balok WF 588x300x12x20 .....	34
Gambar 3.12 Contoh <i>input</i> modulus elastisitas dan <i>poisson ratio</i> pada ABAQUS .....	34
Gambar 3.13 Contoh <i>input</i> tegangan leleh dan berat jenis material .....	35
Gambar 3.14 Contoh penggabungan dari setiap elemen .....	35
Gambar 3.15 Jarak <i>web stiffener</i> pada balok <i>link</i> .....	36
Gambar 3.16 Contoh input <i>step</i> pada model .....	37
Gambar 3.17 Pemberian <i>interaction</i> pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L .....	37
Gambar 3.18 Pemberian <i>boundary condition</i> pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L .....	38
Gambar 3.19 <i>Cyclic Loading Protocol</i> (AISC-2005) .....	38
Gambar 3.20 Pembebanan siklik berupa <i>displacement control</i> .....	40
Gambar 3.21 Pemberian <i>meshing</i> pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L ..	40
Gambar 3.22 Contoh tampilan grafis tegangan dan pola deformasi .....	41
Gambar 3.23 Konfigurasi <i>stiffeners</i> pada elemen balok (1) <i>short link</i> (2) <i>intermediate link</i> (3) <i>long link</i> .....	42
Gambar 4.1 Bidang kolom yang ditinjau .....	43
Gambar 4.2 <i>Steel design check</i> terhadap struktur (a) EBF-S, (b) EBF-I dan (c) EBFI-L .....	51
Gambar 4.3 Simpangan gedung arah sumbu X .....	51
Gambar 4.4 Simpangan gedung arah sumbu Y .....	52
Gambar 4.5 Drift gedung arah sumbu X .....	52
Gambar 4.6 Drift gedung arah sumbu Y .....	53

Gambar 4.7 Kontur tegangan EBF-S step-1 ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	54
Gambar 4.8 Kontur tegangan EBF-S step-3 ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	54
Gambar 4.9 Kontur tegangan EBF-S step-15 ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	54
Gambar 4.10 Kontur tegangan EBF-I step-1 ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	55
Gambar 4.11 Kontur tegangan EBF-I step-17 ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	56
Gambar 4.12 Kontur tegangan EBF-I step-25 ( <i>displacement</i> 30 mm) .....	56
Gambar 4.13 Kontur tegangan EBF-Lstep-1 ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	57
Gambar 4.14 Kontur tegangan EBF-L step-19 ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	57
Gambar 4.15 Kontur tegangan EBF-L step-37 ( <i>displacement</i> 40 mm) .....	57
Gambar 4.16 Titik tinjauan pada SAP2000 akibat beban dorong .....	59
Gambar 4.17 Letak sendi plastis pada portal EBF-S .....	59
Gambar 4.18 Letak sendi plastis pada portal EBF-I .....	59
Gambar 4.19 Letak sendi plastis pada portal EBF-L .....	60
Gambar 4.20 Kurva <i>pushover</i> hasil SAP2000 .....	61
Gambar 4.21 Kontur tegangan EBF-S step-1 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	62
Gambar 4.22 Kontur tegangan EBF-S step-3 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	63
Gambar 4.23 Kontur tegangan EBF-S step-15 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	63
Gambar 4.24 Kontur tegangan EBF-I step-1 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	64
Gambar 4.25 Kontur tegangan EBF-I step-17 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	64
Gambar 4.26 Kontur tegangan EBF-I step-25 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 30 mm) .....	64
Gambar 4.27 Kontur tegangan EBF-Lstep-1 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 15 mm) .....	65
Gambar 4.28 Kontur tegangan EBF-L step-19 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 20 mm) .....	65
Gambar 4.29 Kontur tegangan EBF-L step-37 dengan <i>diagonal web stiffener</i> ( <i>displacement</i> 40 mm) .....	66

Gambar 4.30 Kurva <i>stress</i> vs <i>displacement</i> .....	67
Gambar 4.31 Diagram tegangan-regangan pada <i>link</i> akibat beban siklik pada model EBF-S.....	68
Gambar 4.33 Diagram tegangan-regangan pada <i>link</i> akibat beban siklik pada model EBF-S.....	68
Gambar 4.33 Diagram tegangan-regangan pada <i>link</i> akibat beban siklik pada model EBF-S.....	69
Gambar 4.34 Kurva <i>reaction force</i> vs <i>displacement</i> .....	71

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Klasifikasi jarak pengaku antara ( <i>intermediate stiffeners</i> ) dan kapasitas rotasi <i>link</i> (AISC, 2010) .....	15
Tabel 3.1 Profil Elemen Struktur EBF.....	25
Tabel 3.2 Penentuan jarak pengaku badan ( <i>web stiffeners</i> ) .....	36
Tabel 3.3 Input beban siklik pada portal EBF .....	39
Tabel 4.1 Perhitungan beban yang bekerja pada kolom .....	44
Tabel 4.2 Rasio partisipasi massa.....	45
Tabel 4.3 Periode dan frekuensi struktur .....	46
Tabel 4.4 Kontrol nilai gaya geser dasar ragam dinamik terhadap gaya geser dasar statik .....	47
Tabel 4.5 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-S akibat beban gempa arah X .....	48
Tabel 4.6 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-S akibat beban gempa arah Y .....	49
Tabel 4.7 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-I akibat beban gempa arah X .....	49
Tabel 4.8 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-I akibat beban gempa arah Y .....	49
Tabel 4.9 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-L akibat beban gempa arah X .....	50
Tabel 4.10 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-L akibat beban gempa arah Y .....	50
Tabel 4.11 Perbandingan nilai defleksi antara ABAQUS dan SAP2000.....	60
Tabel 4.12 Perbandingan luasan bidang tegangan-regangan .....	70
Tabel 4.13 Perbandingan nilai disipasi energi .....	71



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

# BAB 1

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Konsep perencanaan bangunan tahan gempa dewasa ini menjadi faktor yang tidak dapat dipisahkan dalam perencanaan suatu struktur bangunan. Banyaknya catatan-catatan kerusakan serta kerugian yang ditimbulkan akibat gempa membuat para peneliti selalu berupaya mengembangkan sistem struktur bangunan yang tahan gempa serta material yang ramah terhadap beban seismik. Sebagai contoh Gempa Northridge yang terjadi tahun 1994 (6,7 skala Richter) menewaskan 129 orang, 11.800 orang terluka dan kerugian mencapai US\$ 17 miliar (Petak, 2000). Gempa Kobe tahun 1995 (7,2 skala Richter) menimbulkan total korban jiwa sebanyak 6.434 jiwa, 40.000 orang terluka dan nilai total kerugian mencapai US\$ 200 miliar (Katayama, 2004).

Indonesia yang merupakan negara yang dilalui oleh jalur pertemuan tiga lempeng tektonik (lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia dan lempeng Pasifik) serta tiga jalur gunung berapi (sirkum Mediterania, sirkum Pasifik, dan sirkum lingkaran Australia) menyebabkan hampir seluruh kawasan Indonesia rentan terhadap gempa baik itu gempa tektonik maupun gempa vulkanik. Dengan demikian perencanaan bangunan tahan gempa menjadi sangat penting untuk diaplikasikan agar dapat menjamin keselamatan dan kenyamanan dari penggunaannya.

Baja masih menjadi pilihan sebagai material struktur untuk daerah yang rawan gempa, karena selain memiliki kekuatan yang tinggi, sifat elastis dari baja memberikan sumbangan daktilitas dan disipasi energi yang lebih baik dibandingkan beton (Dewobroto, 2015). Dalam kaitannya dengan permasalahan kegempaan, menurut Engelhardt M.D. (2007) terdapat beberapa sistem struktur baja tahan gempa yang dapat diterapkan pada bangunan yaitu; *Moment Resisting Frame* (MRF), *Concentrically Braced Frame* (CBF), *Eccentrically Braced Frame* (EBF), *Buckling Restrained Braced Frames* (BRBF) dan *Special Plate Shear Walls* (SPSW).

Sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) merupakan sistem yang membatasi perilaku inelastik hanya terjadi pada balok *link* yang berada diantara dua pengekang eksentrik, sedangkan bagian balok luar, kolom dan pengekang diagonal tetap elastik selama beban seismik bekerja (Danesmand & Hashemi, 2011). Oleh karena itu, sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) dapat memenuhi tingkat daktilitas yang tinggi seperti *Moment Resisting Frame*, dan juga dapat memberikan tingkat kekakuan elastis yang tinggi seperti *Concentrically Braced Frame* (Danesmand & Hashemi, 2011).

Terdapat tiga kriteria balok *link* yang dimungkinkan dalam sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) yaitu; *short link*, *intermediate link* dan *long link* (Richarhds & Uang, 2005). Kriteria ini ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). *Link* dengan rasio panjang kurang dari 1,6 dikategorikan sebagai *short link* atau *link* geser dikarenakan pelelehan geser yang dominan terjadi. *Link* dengan rasio panjang lebih dari 2,6 dikategorikan sebagai *long link* atau *link* lentur disebabkan lebih dominannya pelelehan lentur. Sedangkan *Link* dengan rasio panjang di antara 1,6 sampai 2,6 dikategorikan sebagai *intermediate link* atau *link* geser-lentur dikarenakan pelelehan yang terjadi merupakan kombinasi dari geser dan lentur (Richarhds & Uang, 2005).

Pemakaian *long link* lebih disukai dalam arsitektur karena lebih memungkinkan pemanfaatan area dibawah balok *link* untuk area bukaan (Berman, Okazaki & Hauksdottir, 2010), sedangkan *short link* selalu dianjurkan dalam pemakaian karena menunjukkan daktilitas, kekakuan dan kekuatan yang lebih baik dibandingkan tipe *link* yang lainnya (Danesmand & Hashemi, 2011). Oleh karena itu banyak penelitian eksperimental dan analisis terdahulu yang difokuskan untuk mempelajari perilaku seismik dari *short link*.

Karena alasan inilah maka dalam studi ini akan di analisis ketiga tipe balok *link* tersebut untuk mengetahui perilaku setiap tipe balok *link*. Selain itu, peran elemen struktur yang lain seperti balok luar, kolom dan bracing juga mempengaruhi kinerja dari *link* secara keseluruhan. Sehingga selain meninjau tiga kriteria balok *link*, penelitian ini juga akan melihat pengaruh variasi panjang *link* tersebut dalam satu *frame* sehingga perilaku dari sistem struktur EBF dapat diperoleh secara

lengkap. Analisis dilakukan terhadap tiga model bangunan 10 lantai yang menggunakan sistem EBF tipe *Split K-Braces* dengan variasi panjang *link* menggunakan bantuan *software* SAP2000. Untuk analisa mikro terhadap satu portal struktur EBF digunakan bantuan *software* ABAQUS. Selain pengaruh terhadap panjang balok *link*, variasi konfigurasi *stiffener* juga diberikan pada elemen balok *link* yaitu berupa *diagonal web stiffener* dengan mengacu pada penelitian dari Yurisman et al. (2010) dan Budiono et al. (2011) agar didapatkan juga pengaruh dari pemberian *diagonal web stiffener* terhadap setiap tipe sistem struktur EBF yang telah ditentukan.

## 1.2 Perumusan Masalah

Berdasarkan uraian dari latar belakang, yang menjadi permasalahan utama dalam penelitian ini adalah bagaimana kinerja dan perilaku respon struktur dari sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) yang memiliki tipe panjang balok *link* yang berbeda akibat diberi beban siklik dengan menggunakan bantuan *Finite Element Software*.

Adapun detail permasalahannya adalah sebagai berikut:

- 1 Bagaimana merencanakan, memodelkan dan menganalisa struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) untuk tiga kriteria balok *link* menggunakan program bantu SAP2000?
- 2 Bagaimana memodelkan portal sistem EBF untuk tiga kriteria balok *link* dengan program bantu ABAQUS?
- 3 Bagaimana perilaku dari sistem struktur EBF untuk tiga kriteria balok *link* akibat diberi beban siklik?

## 1.3 Tujuan

Dari uraian masalah diatas, tujuan yang ingin dicapai dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Merencanakan, memodelkan dan menganalisa struktur bangunan baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) untuk tiga kriteria balok *link* dengan program bantu SAP2000.

2. Mengetahui pemodelan portal sistem EBF untuk tiga kriteria balok *link* dengan program bantu ABAQUS.
3. Mengetahui perilaku dari sistem struktur EBF untuk tiga kriteria balok *link* akibat diberi beban siklik.

#### **1.4 Pembatasan Masalah**

Demi tercapainya keterarahan penelitian, maka diberikan beberapa batasan yang meliputi:

1. Desain struktur bangunan baja yang dianalisa adalah bangunan 10 lantai dengan sistem struktur EBF yang divariasikan panjang balok *link*.
2. Untuk analisa dengan SAP2000 hanya diambil *subframe* yang menggunakan sistem EBF.
3. Desain elemen struktur menggunakan metode *Load and Resistance Factor Design* (LRFD).
4. Kondisi perletakan pada pangkal kolom dianggap jepit.
5. Analisa dinamik struktur bangunan menggunakan program SAP2000.
6. Analisa perilaku elemen balok *link* dan portal sistem EBF menggunakan program ABAQUS.

#### **1.5 Manfaat Studi**

Adapun manfaat yang dapat diberikan dari hasil penelitian ini adalah:

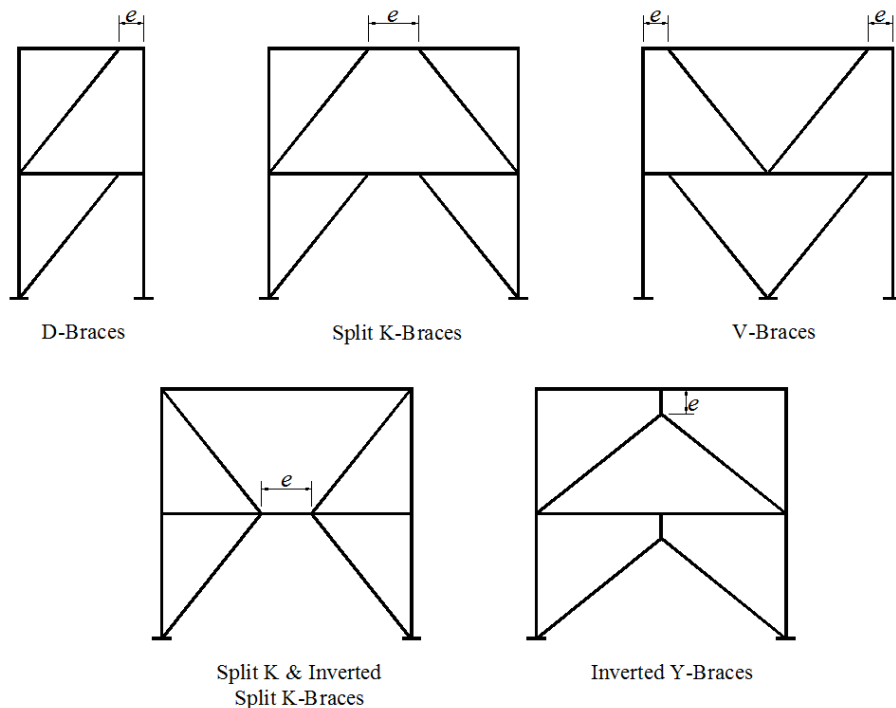
1. Sebagai bahan informasi dan referensi dalam desain struktur bangunan baja yang menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF).
2. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan dalam pemilihan kriteria balok *link* EBF yang akan diterapkan dalam struktur bangunan.

## BAB 2

### STUDI LITERATUR

#### 2.1 Sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF)

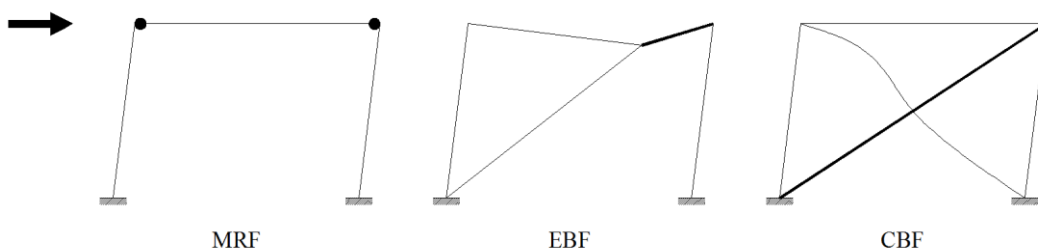
Sistem struktur *Eccentrically Braced Frame* (EBF) mulai digunakan secara luas sejak ditemukan pada tahun 1970an dan terus dikembangkan hingga saat ini. Engelhardt (2007) memberikan beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF yang dapat diterapkan pada struktur bangunan seperti yang ditampilkan dalam Gambar 2.1.



Gambar 2.1 Beberapa kemungkinan penempatan *bracing* untuk sistem struktur EBF (Engelhardt, 2007)

*Link* dalam EBF dibentuk dari *offset* pada sambungan *bracing* pada balok atau *bracing* yang berbatasan dengan kolom sehingga selama beban seismic bekerja *link* menjadi aktif dan mengalami pelelehan (Ricles dan Popov, 1994). Atau dengan kata lain *link* berfungsi sebagai sekering daktail (*ductile fuse*) selama pembebanan gempa sehingga *link* akan mengalami rotasi inelastik sedangkan komponen lainnya dari EBF tetap elastik (Popov, Kasai dan Engelhardt 1987).

Sistem EBF menahan beban lateral melalui kombinasi dari aksi rangka dan truss. Dengan kata lain dapat dilihat sebagai sistem hybrid antara *Moment Resisting Frame* (MRF) dan *Concentrically Braced Frame* (CBF). EBF menyediakan daktilitas yang tinggi seperti MRF dengan konsentrasi aksi inelastis pada *link*, dan pada saat yang sama memberikan tingkat kekakuan elastis seperti yang diberikan oleh CBF (Danesmand & Hashemi, 2011). Gambar 2.2 menampilkan lokasi aksi inelastik yang terjadi pada MRF, EBF dan CBF. Pada sistem MRF lokasi aksi inelastik terjadi pada setiap ujung balok, untuk sistem CBF aksi inelastik terjadi pada batang *bracing*, sedangkan untuk sistem EBF aksi inelastik terjadi pada balok *link*.

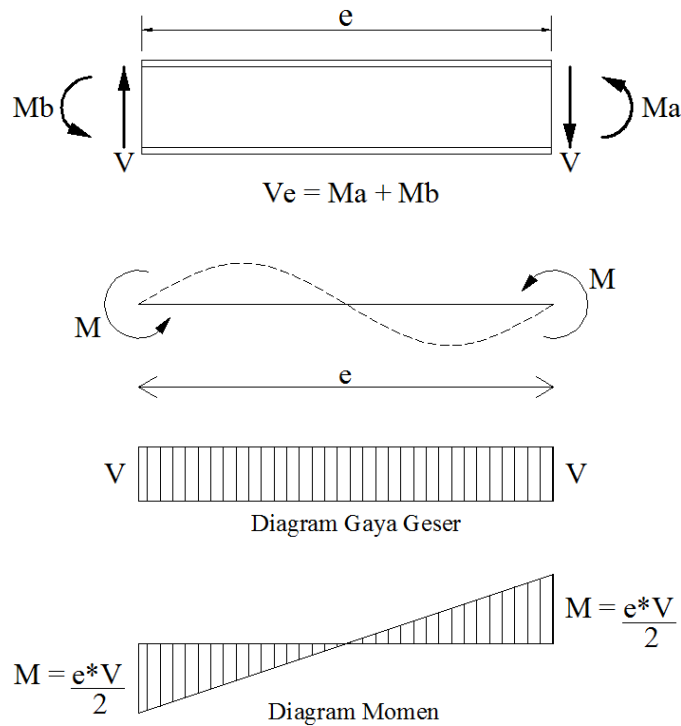


Gambar 2.2 Lokasi aksi inelastis pada MRF, EBF dan CBF (Dara, 2010)

## 2.2 Komponen Penyusun Sistem EBF

### 2.2.1 Elemen *Link*

Elemen *link* dalam sistem EBF berperilaku sebagai balok pendek dengan gaya geser yang bekerja berlawanan arah pada kedua ujungnya. Karena adanya gaya geser yang bekerja pada kedua ujung balok, maka momen yang dihasilkan pada kedua ujung balok mempunyai besar dan arah yang sama. Deformasi yang dihasilkan berbentuk S dengan titik balik pada tengah bentang dan besarnya momen yang bekerja adalah sebesar 0.5 kali besar gaya geser dikali dengan panjang *link* (Popov dan Engelhardt, 1988). Plastifikasi yang terjadi pada suatu elemen *link* disebabkan karena kedua gaya tersebut. Gambar 2.3 dan Gambar 2.4 memperlihatkan gambaran gaya yang bekerja pada elemen *link*.



Gambar 2.3 Gaya yang bekerja pada balok *link* (Popov dan Engelhardt, 1988)

Pengujian eksperimental dan numerik yang telah dilakukan para peneliti terdahulu menunjukkan bahwa *link* yang mengalami pelelehan geser (*short link*) memberikan daktilitas dan kestabilan yang besar dalam menahan beban gempa. Namun, kemungkinan pemberian area bukaan dalam arsitektur menjadikan pemilihan *link* yang pendek terkadang menjadi tidak cukup. Akibatnya, penelitian terhadap panjang *link* dikembangkan yaitu *link* yang mengalami pelelehan lentur (Engelhardt dan Popov, 1989).

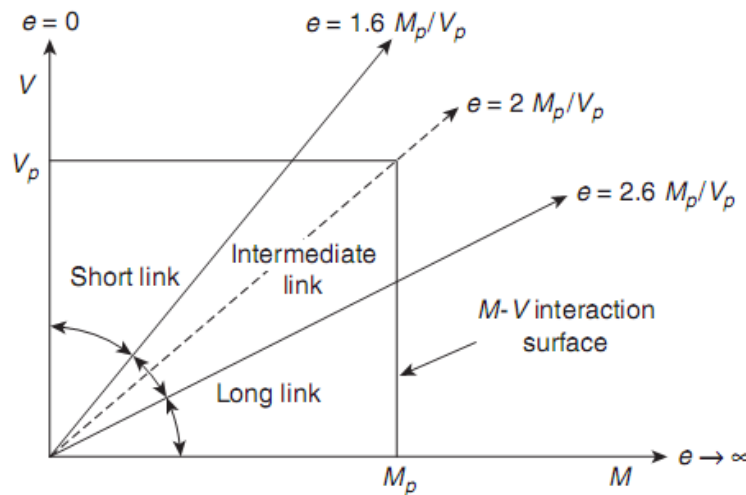
Kriteria balok *link* ditentukan dari normalisasi panjang *link* dengan rasio antara kapasitas momen plastis ( $M_p$ ) dan kapasitas geser plastis ( $V_p$ ). Pada *link* geser, gaya geser mencapai keadaan plastis ( $V_p$ ) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas plastisnya sehingga *link* mengalami leleh dalam geser. Sedangkan pada *link* lentur, momen plastis ( $M_p$ ) tercapai dahulu sebelum terjadi kelelehan geser.



Pendefinisian dari normalisasi panjang *link* ( $\rho$ ) adalah sebagai berikut (Berman dan Bruneau, 2006):

$$\rho = \frac{e}{(M_p/V_p)} \quad (2.1)$$

dimana  $M_p = Z_x F_y$ ;  $Z_x$  adalah modulus plastis penampang,  $F_y$  adalah tegangan leleh minimum, dan  $V_p = 0.6 F_y (d - 2t_f) t_w$ ;  $d$  adalah tinggi penampang;  $t_f$  dan  $t_w$  adalah ketebalan sayap dan badan penampang.



Gambar 2.4 Klasifikasi *link* (Bruneau et al., 2011)

**a. Short Link (link pendek)**

*Short link* juga disebut sebagai *shear link* dikarenakan gaya geser yang mendominasi pelelehan pada balok *link* dengan nilai  $\rho \leq 1.6$ . Penelitian yang dilakukan oleh Musmar (2012) menunjukkan bahwa sistem EBF dengan pelelahn geser (*shear link*) lebih stabil dan menunjukkan daktilitas yang lebih dibandingkan *link* yang mengalami pelelehan lentur. Hal ini disebabkan gaya geser internal yang terjadi konstan sepanjang *link* dan pelelehan pada bagian *web* berlangsung sepanjang bidang *web* dari *link*.

**b. Intermediate Link (link menengah)**

Pelelehan yang terjadi pada balok *link* disebabkan dari kombinasi gaya geser dan lentur sehingga disebut juga sebagai *flexural-shear link* dengan nilai  $\rho$  adalah sebesar  $1.6 < \rho \leq 2.6$ . Dengan asumsi momen pada *link* terdistribusi merata diantara ujung *link*, perilaku *link* ini yang meliputi:

- Pelelehan lentur terjadi di bagian *flange* dari *link* pada kedua ujungnya.
- Pelelehan lentur terjadi di bagian atas dari *flange* pada panel jepit
- Pelehan geser terjadi pada bagian *web* dari *link*
- Tekuk lokal terjadi pada bagian *flange* dari *link*

Selain tekuk lokal pada *flange*, perilaku *link* bergantung pada kelangsingan dari *flange*. Pemberian batasan kelangsingan dapat mencegah kegagalan lokal (*local failure*) yang menyebabkan degradasi kekuatan yang cepat pada beban siklik lanjutan (Engelhardt dan Popov, 1992).

### c. *Long Link (link panjang)*

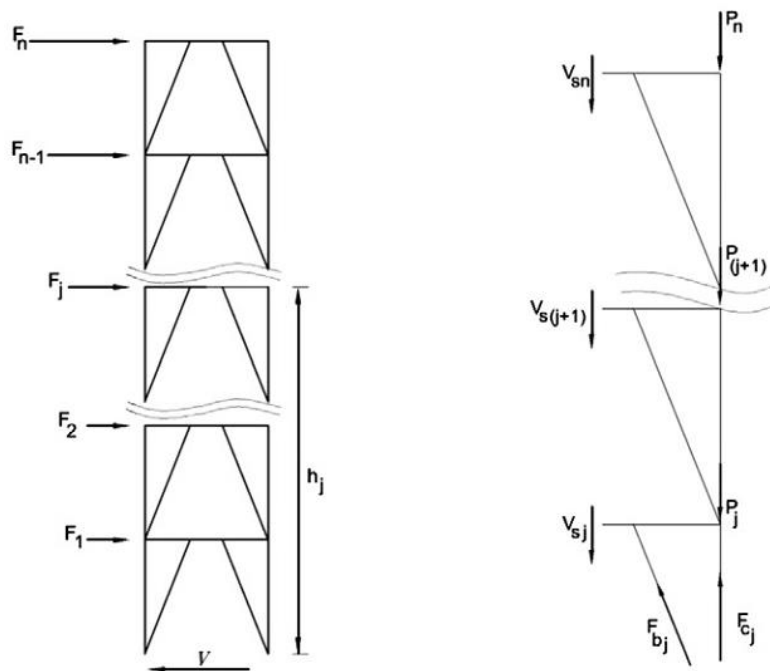
*Long link* juga disebut sebagai *flexural link* dikarenakan pelelehan yang terjadi pada balok *link* didominasi oleh lentur dengan nilai  $\rho > 2.6$ . Analisa numerik yang dilakukan oleh Hashemi (2011) terhadap rangka EBF dengan kriteria *long link* menunjukkan bahwa pelelehan pada balok *link* disebabkan karena gaya lentur. Penyerapan energi pada bagian *flange* lebih sedikit dibandingkan dengan kondisi *shear link* dikarenakan terjadinya *premature buckling* pada bagian *flange* dari balok *link*. Untuk mengurangi hal ini maka dapat dikontrol penempatan *stiffeners* pada balok *link* walaupun tidak terlalu efisien karena adanya pengaruh torsi.

### 2.2.2 *Bracing Diagonal dan Balok di Luar Link*

*Bracing* diagonal merupakan *bracing* yang menghubungkan kolom dan balok di luar *link* secara diagonal. Kombinasi kuat lentur dan aksial yang disyaratkan untuk *bracing* diagonal maupun balok di luar *link* harus diambil dari kombinasi pembebanan yang telah ditetapkan dalam standar yang ada. Untuk kombinasi pembebanan yang memasukkan pengaruh seismik, pada *bracing* gaya aksial dan momen harus dikalikan minimum 1,25 kali dari kuat geser nominal yang diharapkan pada *link*, sedangkan untuk balok di luar *link* harus dikalikan minimum 1,1 kali dari kuat geser nominal *link* (AISC 341, 2010).

### 2.2.3 Kolom

Kinerja yang baik dari sistem EBF mengharuskan semua komponen-komponennya memiliki ketahanan yang cukup dalam menerima beban ketika *link* menjadi aktif. Dengan demikian peran kolom menjadi sangat penting untuk menjaga kestabilan keseluruhan sistem. Beban pada kolom yang disebabkan oleh beban gravitasi, momen balik dari beban lateral (seismik) dan pelelehan *link* merupakan pengaruh dari fungsi jumlah lantai tingkat dan tinggi bangunan (Pirmoz dan Marefat, 2014). Dengan asumsi titik kontra-lentur berada pada bagian tengah *link*, diagram *free body* dari *bracing*, kolom dan *link* ditunjukkan dalam Gambar 2.5.

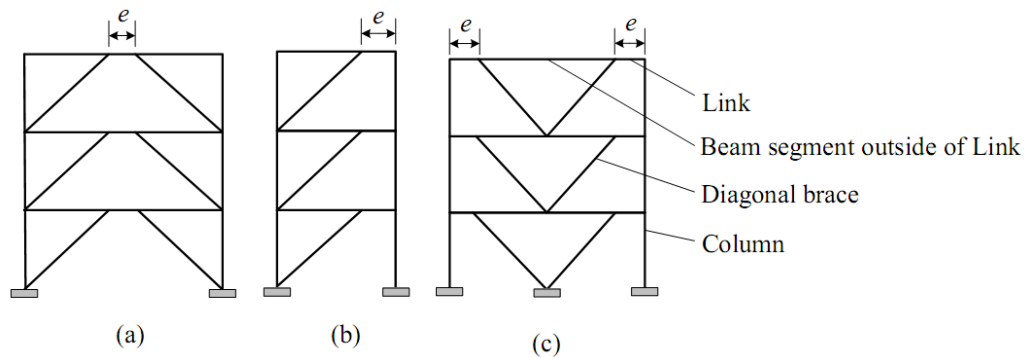


Gambar 2.5 Distribusi gaya lateral dan internal pada rangka  
(Pirmoz dan Marefat, 2014)

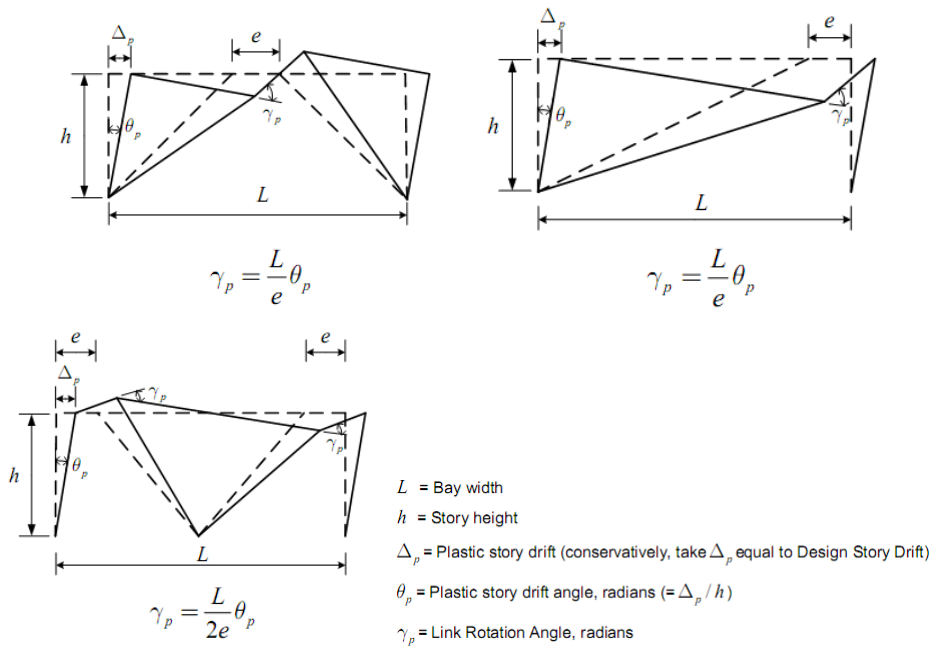
Mengacu kepada AISC 341 (2010), kolom harus direncanakan berdasarkan prinsip kapasitas desain untuk menahan pembebanan maksimum yang dihasilkan dari *link*. Walaupun gaya geser maksimum pada pelelehan *link* sebesar  $1,25R_yV_n$ , untuk perencanaan kolom dari ketentuan AISC 341 (2010) diijinkan untuk mereduksi faktor *strain hardening* menjadi 1,1. Reduksi ini mencerminkan probabilitas yang rendah dari pelelehan simultan untuk semua *link* pada bangunan bertingkat (Pirmoz dan Marefat, 2014).

### 2.3 Respon Inelastis dan Mekanisme Keruntuhan

Dalam desain EBF, sangat diperlukan untuk memperkirakan rotasi plastis yang terjadi pada *link*. Hal ini dilakukan dengan menggunakan mekanisme disipasi energi (juga disebut mekanisme keruntuhan), yaitu dengan mengasumsikan perilaku plastis kaku dari setiap elemen struktur EBF (Popov dan Engelhardt, 1988). Mekanisme keruntuhan untuk tipikal sistem EBF pada Gambar 2.6 ditunjukkan dalam Gambar 2.7 di mana  $\theta$  mewakili keseluruhan simpangan dari rangka sistem EBF dan  $\gamma$  mewakili sudut rotasi yang dihasilkan.

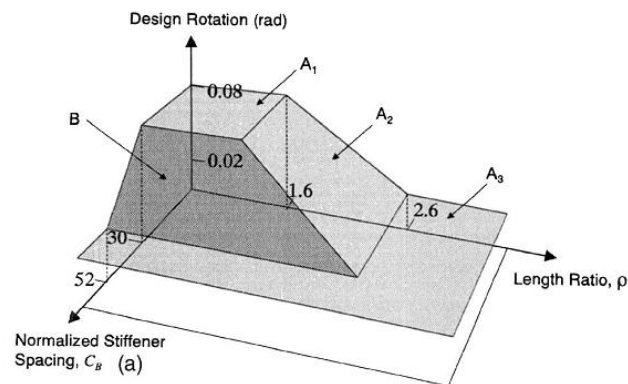


Gambar 2.6 Tipikal sistem EBF (a) K-braces; (b) D-braces; (c) V-braces (Chao dan Goel, 2006)



Gambar 2.7 Sudut rotasi *link* untuk sistem EBF pada Gambar 2.4 (Chao dan Goel, 2006)

Rasio terhadap ketebalan *flange* (sayap) dan *web* (badan) dari penampang baja untuk balok *link* juga sangat mempengaruhi rotasi inelastik yang dihasilkan. (Richards dan Uang, 2005). Rotasi desain *link* merupakan fungsi antara rasio panjang dan jarak dari pengaku (*stiffener*) yang diilustrasikan dalam tiga-dimensi pada Gambar 2.8. Rotasi desain ditandai dalam sumbu vertikal.  $C_B$  ditandai dalam sumbu horisontal. Rotasi desain dalam daerah A1, A2, dan A3 diberikan dari syarat ketetapan di mana rotasi desain tidak melebihi 0.08 radian untuk *short link*, 0.02 radian untuk *long link* dan nilai interpolasi linier untuk *intermediate link*. Permukaan area B adalah syarat dari jarak pengaku menengah tidak melebihi  $(30t_w - d/5)$  untuk sudut rotasi *link* 0.08 radian,  $(50t_w - d/5)$  untuk sudut rotasi *link* 0.02 radian dan di interpolasi linier untuk sudut rotasi antara 0.08 dan 0.02 (Richards dan Uang, 2005).



Gambar 2.8 Rotasi desain *link* (Richards dan Uang, 2005)

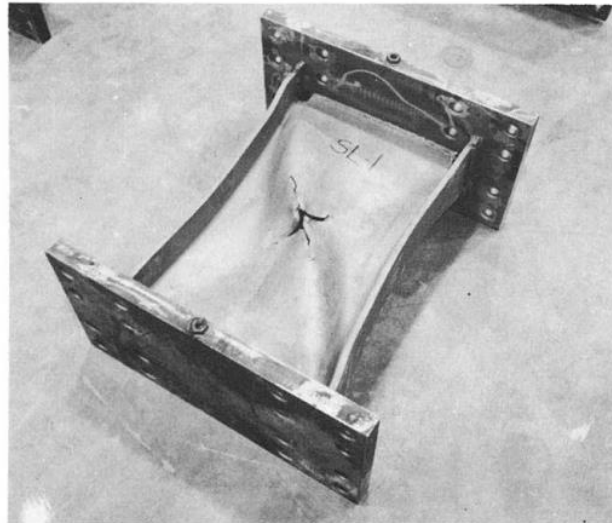
Sebagai elemen kritis yang berpengaruh terhadap perilaku inelastik maka mekanisme kelelahan *link*, kapasitas disipasi energi dan mode kegagalannya sangat erat hubungannya dengan faktor panjang *link*. Menurut Ghobarah dan Ramadan (1991), kinerja dari *short link* ( $e < 1.6 M_p/V_p$ ) terhadap sudut deformasi maksimum dan daktilitas jauh lebih baik dari pada *long link* ( $e > 2.6 M_p/V_p$ ). *Long link* dalam EBF memiliki sudut deformasi yang lebih kecil dari *short link*, di mana sudut deformasi ini berpengaruh terhadap kinerja daktilitas. Peningkatan kinerja dari *long link* sangat dimungkinkan dengan meningkatkan ketebalan *flange* (sayap) dari elemen *link* tersebut sehingga kapasitas momen plastis dari penampang juga bertambah tetapi kapasitas gesernya tidak berubah. Walaupun demikian modifikasi

penampang tersebut dapat berdampak pada persyaratan arsitektural dan ekonomis sehingga sulit diterapkan (Ghobarah dan Ramadan, 1991).

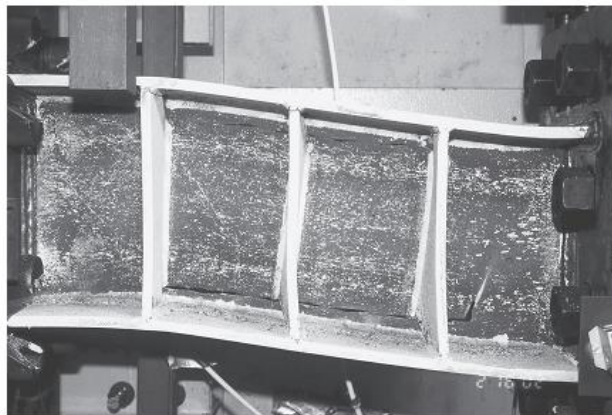
Semakin pendek *link*, maka semakin besar pengaruh gaya geser terhadap perilaku inelastik. Pelelehan geser terjadi seragam sepanjang *link*. Untuk *link* yang sangat pendek, gaya geser *link* mencapai kapasitas geser plastis ( $V_p = 0.6 d t_w f_y$ ) sebelum momen ujung mencapai momen plastis ( $M_p = Z_x f_y$ ), dan *link* akibat geser membentuk sebuah sendi geser. *Link* geser mempunyai sifat sangat daktail dengan kapasitas inelastik yang melebihi kapasitas geser badan, sehingga kegagalan *buckling* terjadi pada *web* (Yurisman, 2010).

#### 2.4 Pengaku Badan (*Web Stiffeners*)

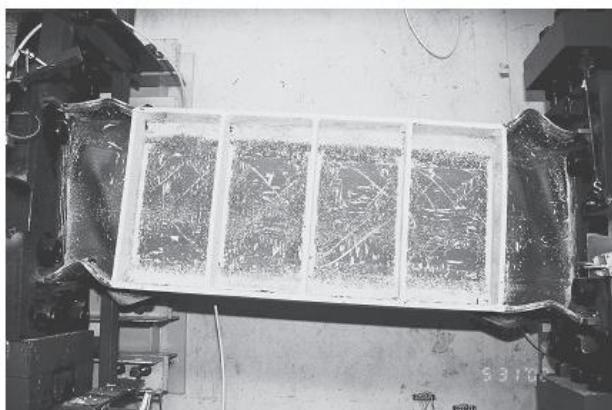
Tekuk geser (*shear buckling*) yang terjadi pada *link* menyebabkan konsentrasi tegangan pada bagian *web* dari *link*, *web* melengkung dapat menyebabkan degradasi kekuatan yang signifikan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.9. Elemen balok *link* dapat diberikan tambahan pengaku badan (*web stiffeners*) yang berfungsi untuk menunda terjadinya tekuk pada bagian badan dan meningkatkan kapasitas rotasi elemen *link*. Pada *short link*, terjadinya tekuk merupakan keruntuhan pada *link* karena kerusakan pada bagian badan dapat terjadi segera setelah proses tekuk (Kasai dan Popov, 1986) seperti yang ditampilkan dalam Gambar 2.10. Pada *intermediate link*, ketidakstabilan berubah dari tekuk geser pada bagian badan menjadi tekuk pada bagian sayap dan tekuk torsi-lateral. Tahanan pada tekuk torsi-lateral ini dapat ditahan dengan penempatan *stiffener* di dekat ujung *link* (Gambar 2.11). Pada *long link*, penempatan pengaku juga dibutuhkan pada bagian di luar *link*, yaitu pada bagian pertemuan atau hubungan dengan elemen *bracing*. Kegagalan pada *long link* menyerupai *intermediate link* yaitu terjadi tekuk di bagian sayap yang berhubungan dengan *bracing* (Gambar 2.12).



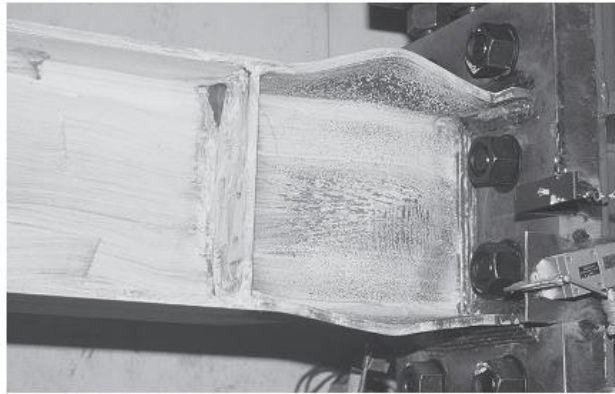
Gambar 2.9 Mode kegagalan pada *link* tanpa *stiffeners* (Popov, 1983)



Gambar 2.10 Mode kegagalan pada *short link* (Okazaki et al, 2004)



Gambar 2.11 Mode kegagalan pada *intermediate link* (Okazaki et al, 2004)



Gambar 2.12 Mode kegagalan pada *long link* (Okazaki et al, 2004)

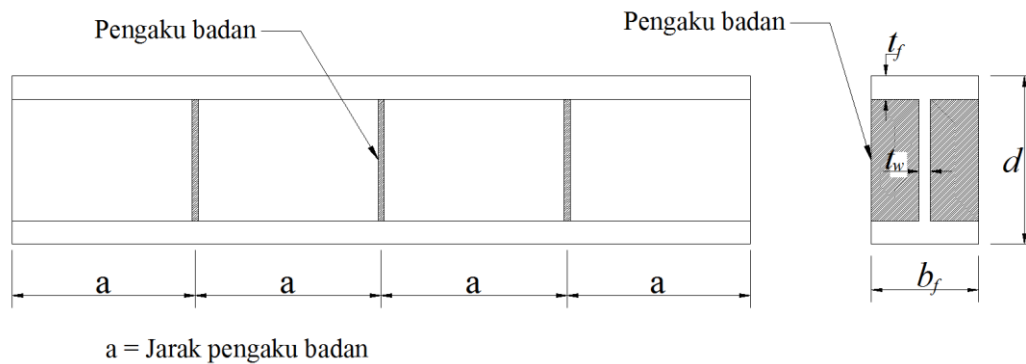
#### 2.4.1 Pengaku Badan Vertikal

Berdasarkan hasil pengujian yang dilakukan oleh Ghobarah dan Ramadan (1991) terhadap *link* pendek membuktikan bahwa *link* dengan pengaku badan menghasilkan kemampuan geser lebih besar dengan *loop hysteric* yang lebih gemuk dan stabil. Dengan demikian pengaku badan (*web stiffeners*) pada balok *link* berfungsi sebagai penahan tekuk lokal dan meningkatkan kapasitas rotasi dari *link*. Kapasitas rotasi dan penempatan pengaku badan (AISC menyebutkan sebagai pengaku antara) pada *link* juga tergantung pada panjang *link* seperti yang ditunjukkan pada tabel 2.1, dan Gambar 2.13 menunjukkan penempatan pengaku badan dengan  $a$  adalah jarak pengaku.

Tabel 2.1 Klasifikasi jarak pengaku antara (*intermediate stiffeners*) dan kapasitas rotasi *link* (AISC, 2010)

No.	Panjang <i>Link</i>	Jenis <i>Link</i>	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum
1	$1.6 M_p/V_p$	Geser murni	0.08	$30 t_w - d/5$
			$< 0.02$	$52 t_w - d/5$
2	$1.6 M_p/V_p \leq e \leq 2.6 M_p/V_p$	Dominan geser		Dapat menggunakan syarat 1 dan 3
3	$2.6 M_p/V_p \leq e \leq 5 M_p/V_p$	Dominan lentur	0.02	$1.5 b_f$ dari tiap ujung <i>link</i>
4	$e > 5 M_p/V_p$	Lentur murni		Tidak membutuhkan pengaku antara





Gambar 2.13 Balok *link* dengan pengaku badan (Yurisman et al., 2010)


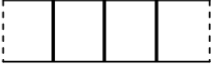

Penyerapan energi terjadi pada bagian *web* (badan) dari balok *link* ketika gaya geser bekerja pada balok, serta penempatan pengaku yang tepat di bagian *web* (badan) mendukung kondisi *strain hardening*. Bagian *flanges* (sayap) dari balok *link* dan pengaku tidak memiliki peran dalam penyerapan energi tetapi dapat membantu bagian *web* (badan) dari balok *link* untuk berfungsi lebih baik dan keruntuhannya daktail. Pengaku tidak mempengaruhi kekakuan elastis dan periode struktur tetapi meningkatkan kekakuan plastis dari rangka tersebut. Untuk kondisi balok *link* geser, pengaruh dari ketebalan *web* lebih besar dibandingkan dengan *flanges* dan pemilihan ketebalan yang lebih tipis membuat desain menjadi lebih ekonomis. Di satu sisi, dengan peningkatan panjang *link* ( $e$ ) memiliki hubungan yang berlawanan dengan ketebalan *flange* sehingga memberikan pengaruh terhadap kinerja balok *link* tersebut (Hashemi, 2011).

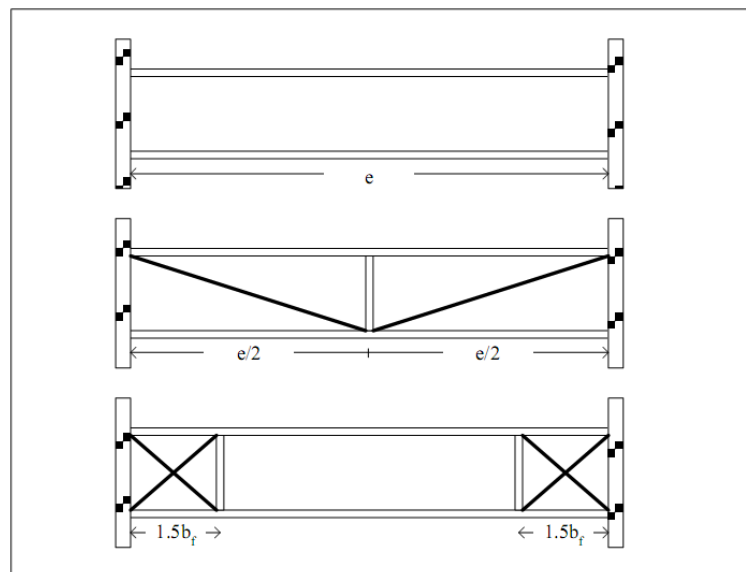
Dalam ketentuan untuk bangunan baja struktural (AISC 2005) ditentukan rotasi desain nonkonservatif untuk beberapa *link* menengah yaitu berhubungan dengan jarak pengaku (*stiffener*) *web*. Selain spesifikasi pengaku (*stiffener*), rasio kelangsingan dari *web* balok *link* juga merupakan parameter geometri yang paling signifikan terhadap kinerja dari *link* menengah. Pelat pengaku harus dihitung untuk kapasitas rotasi desain *link* yang ditentukan dalam ketentuan yang berlaku. Pengaku harus ditempatkan pada kedua sisi *web* dari *link*.

## 2.4.2 Pengaku Badan Diagonal

Yurisman et al. (2010) dan Budiono et al. (2011) melakukan pengujian eksperimental dan analisa numerik terhadap elemen balok *short link* (*link geser*) dan *long link* (*link lentur*) dengan menggunakan pengaku badan diagonal (*diagonal web stiffeners*) yang ditunjukkan dalam Tabel 2.2 dan Gambar 2.14. Semua model ini kemudian diberikan beban siklik sesuai dengan standar AISC-2005.

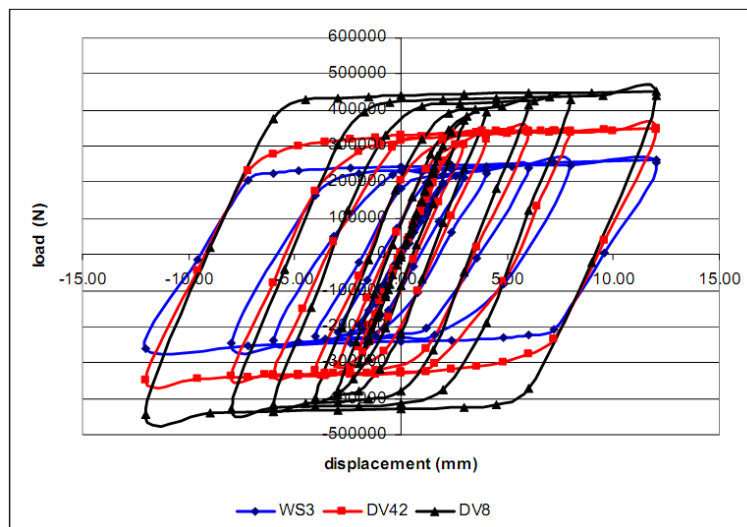
Tabel 2.2 Tiga model benda uji *short link* untuk analisis siklik  
(Yurisman et al., 2010)

Model	Sketch	The thickness of Vertical Plate (mm)	The thickness of Diagonal Plate (mm)
DV8 (spec.I)		10	8.0
WS3 (spec.II)		10	
DV42 (spec.III)		10	4.2

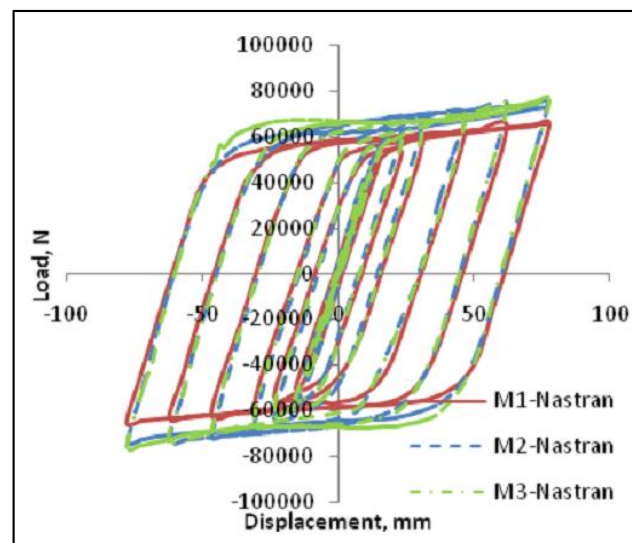


Gambar 2.14 Tiga model benda uji *long link* untuk analisis siklik  
(Budiono et al., 2011)

Dari hasil penelitian tersebut diperoleh bahwa pengaku badan diagonal dapat meningkatkan kinerja *link* geser dalam hal: kekuatan, kekakuan dan disipasi energi dalam menahan beban lateral. Hal ini ditunjukkan dengan perbandingan kurva histeretik dari setiap model yang digunakan. Dengan perubahan geometrik konfigurasi pengaku diagonal, maka besarnya gaya yang dapat dipikul oleh *link* juga akan berubah seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 2.15 dan Gambar 2.16.



Gambar 2.15 Perbandingan kurva histeretik pada model *link* pendek (Yurisman et. al., 2010)



Gambar 2.16 Perbandingan kurva histeretik pada model *link* panjang (Budiono et al. 2011)

Baik *link* pendek maupun *link* panjang terjadi peningkatan gaya geser akibat diberi pengaku badan diagonal yang menunjukkan bahwa pemberian pengaku badan diagonal dapat meningkatkan nilai kekuatan, kekakuan dan energi disipasi karena dapat mendistribusikan gaya yang bekerja pada *link* lebih baik pada kondisi tarik maupun tekan disebabkan pengaku bersifat simetris pada kedua arah pembebanan.

Kajian numerik untuk pengaku diagonal dilakukan oleh Nidiasari dan Budiono (2010) terhadap kriteria *link* panjang. Analisis dilakukan terhadap 6 model balok *link* panjang yang diberikan pengaku vertikal dan 8 model yang diberikan pengaku diagonal. Hasil yang diperoleh dari penelitian tersebut menunjukkan bahwa konfigurasi pengaku vertikal pada *link* panjang tidak menyebabkan perubahan yang signifikan terhadap kekuatan, kekakuan dan energi disipasi pada elemen *link*. Pengaku vertikal pada *link* hanya berfungsi untuk mencegah terjadinya tekuk pada badan. Selain itu kegagalan *link* disebabkan karena pelelehan pada sayap *link* pada daerah tumpuan. Untuk konfigurasi pengaku diagonal yang diberikan pada balok *link* dapat meningkatkan nilai kekuatan, kekakuan, energi disipasi disebabkan pengaku diagonal *link* mampu mendistribusikan tegangan dengan baik sepanjang elemen *link* selama terjadi pembebanan siklik. Pelelehan *link* ditandai dengan pelelehan pada bagian sayap *link* pada daerah tumpuan.

Kurdi et al. (2013) melakukan analisa numerik terhadap pengaku badan diagonal yang diterapkan pada satu portal sistem EBF type D-Braces. Hasil yang diperoleh terhadap satu kesatuan sistem EBF menunjukkan bahwa kinerja struktur EBF-D dengan pengaku badan diagonal lebih baik dibandingkan dengan pengaku vertikal dari segi kekuatan, kekakuan, daktilitas maupun disipasi energi. Parameter jarak pengaku ( $a$ ), panjang *link* ( $e$ ), dan tebal badan ( $t_w$ ) berpengaruh signifikan terhadap kinerja struktur. Sedangkan parameter tebal sayap ( $t_f$ ), tebal pengaku baik vertikal ( $t_{sv}$ ) atau diagonal ( $t_{sd}$ ) tidak berpengaruh signifikan terhadap kinerja struktur.

Dalam studi ini akan dilakukan kajian numerik terhadap sistem EBF tipe *Split K-Braces* dengan diberikan konfigurasi pengaku badan vertikal dan diagonal. Pemberian *stiffeners* ini diterapkan kedalam tiga kriteria balok *link* sehingga nantinya dapat dibandingkan perilaku dari setiap kriteria balok *link* tersebut.

## 2.5 Analisa Dinamik Linier Respons Spektrum

Terdapat dua metode analisis yang dapat digunakan untuk mengevaluasi kinerja struktur yaitu metode analisis elastik (linier) dan metode analisis inelastik (nonlinier) di mana setiap metode tersebut dapat dilakukan secara statik dan dinamis (ATC-40, 1996). Analisa dinamis linier respons spektrum adalah suatu cara analisa untuk menentukan respons dinamik struktur gedung 3 dimensi yang berperilaku elastik penuh terhadap pengaruh suatu gempa melalui metoda analisis yang dikenal dengan analisa ragam spektrum respons, dimana respons dinamik total struktur gedung tersebut didapat sebagai superposisi dari respons dinamik maksimum masing-masing ragamnya yang diadaptasi melalui spektrum respons gempa rencana.

Dalam SNI 1726:2012 menyatakan bahwa nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap gempa nominal gempa rencana tidak boleh diambil kurang dari 80% nilai respon spektrum ragam yang pertama. Bila respon dinamik struktur dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal  $V_t$ , maka persyaratannya dinyatakan sebagai berikut:

$$V_t = 0.8 C_s W \quad (2.2)$$

dimana  $C_s$  adalah koefisien respons seismik yang ditentukan sesuai dengan Pasal 7.8.1.1 SNI 1726:2012, dan  $W$  adalah berat seismik efektif menurut Pasal 7.2.2 SNI 1726:2012.

## 2.6 Target Perpindahan

Target perpindahan diberi notasi  $\delta_t$  merupakan gaya dan deformasi setiap komponen/elemen yang dihitung terhadap “perpindahan tertentu” di suatu titik kontrol dan dianggap sebagai perpindahan maksimum yang terjadi saat bangunan mengalami gempa rencana. Dalam FEMA 440 *Section 3.4.1* menyatakan target perpindahan dalam persamaan berikut:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.3)$$

dimana penentuan variabel  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $S_a$ ,  $T_e$  dan  $g$  mengacu pada FEMA 440 *Section 3.4.1*.

## 2.7 Batasan Simpangan Antar Lantai dan Rotasi Sendi Plastis

Batasan simpangan antar lantai dan rotasi sendi plastis yang terjadi dalam suatu perencanaan struktur bangunan gedung harus memenuhi kriteria persyaratan sesuai batasan ijin maupun target yang diharapkan. Simpangan antar lantai dari suatu lantai ( $\tilde{\Delta}_m$ ) harus dihitung sebagai perbedaan antara defleksi ( $\tilde{\delta}_m$ ) atas dan defleksi bawah dari lantai yang ditinjau. Simpangan antar lantai maksimum struktur di atas sistem isolasi tidak boleh melebihi  $0,015h_{sx}$  dengan  $h_{sx}$  adalah tinggi tingkat di bawah tingkat x. Simpangan antar lantai harus dihitung berdasarkan Persamaan 34 (SNI 1726-2012) dengan faktor  $C_d$  dari sistem isolasi sama dengan faktor  $R_f$  yang ditentukan di Pasal 12.5.4.2 (SNI 1726-2012). Simpangan antar lantai  $\Delta_b$  yang didapat dari analisis tidak boleh melebihi 125 persen batasan simpangan antar lantai yang disyaratkan.

Untuk batasan rotasi sendi plastis menggunakan kriteria target yang diharapkan untuk fungsi bangunan kantor dengan material baja termasuk dalam kategori *Life Safety* (LS) sesuai FEMA 356 (2000). Nilai maksimum rotasi sendi plastis yang dibatasi untuk kategori *Life Safety* (LS) mengacu pada *Chapter 5* FEMA 356 (2000).

## 2.8 Tingkat Kinerja Bangunan

Tingkat kinerja bangunan ditetapkan berdasarkan aturan tingkat keselamatan yang diberikan kepada penghuni bangunan selama dan sesudah terjadinya gempa serta biaya yang ditimbulkan akibat kerusakan bangunan setelah gempa. Kinerja bangunan sendiri merupakan kombinasi dari kinerja komponen struktural dan nonstruktural. Visualisasi dari rekayasa gempa berbasis kinerja ditunjukkan dalam Gambar 2.17.

Besarnya tingkat kinerja suatu bangunan ditentukan melalui besarnya *drift ratio* dan *damage index* yang terjadi. Dalam FEMA 356 (2000) diatur ketetapan dari tingkat kinerja bangunan ke dalam empat tingkatan, yaitu:

1. Level 1 (Sangat Ringan) – *Operational*

Tidak ada pergeseran permanen. Elemen struktural tetap memiliki kekuatan dan kekakuan seperti sebelum terjadi gempa. Kerusakan yang ditimbulkan tidak berpengaruh terhadap elemen struktural maupun nonstruktural, seluruh sistem operasional dapat berfungsi normal.

## 2. Level 2 (Ringan) – *Immediate Occupancy (IO)*

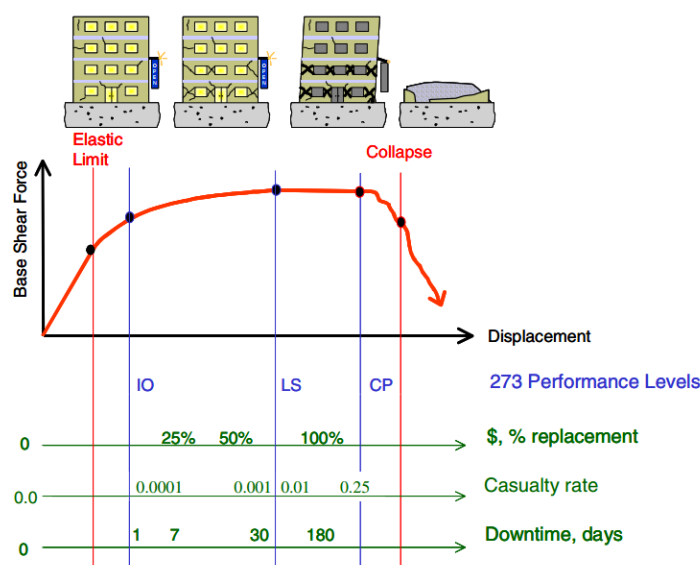
Tidak ada pergeseran permanen. Elemen struktural tetap memiliki kekuatan dan kekakuan seperti sebelum terjadi gempa. Kerusakan yang ditimbulkan tidak berpengaruh terhadap elemen struktural sedangkan elemen nonstruktural sebagian besar masih dapat berfungsi. *Drift ratio* maksimum sebesar 0.5% dan *damage index* sebesar 0.1 – 0.333.

## 3. Level 3 (Sedang) – *Life Safety (LS)*

Terjadi pergeseran permanen. Elemen struktural mengalami kerusakan sehingga kekuatan dan kekakuannya berkurang tetapi masih dapat bertahan sedangkan elemen nonstruktural rusak berat sehingga tidak dapat berfungsi. *Drift ratio* maksimum sebesar 1.5% dan *damage index* sebesar 0.333 – 0.5.

## 4. Level 4 (Berat) – *Collapase Prevention (CP)*

Terjadi pergeseran permanen yang besar. Elemen struktural mengalami kerusakan berat tetapi masih memiliki sedikit kekuatan dan kekakuan (bangunan mendekati keruntuhan) dan elemen nonstruktural hancur total. *Drift ratio* maksimum sebesar 2% dan *damage index* sebesar 0.5 – 1.0.



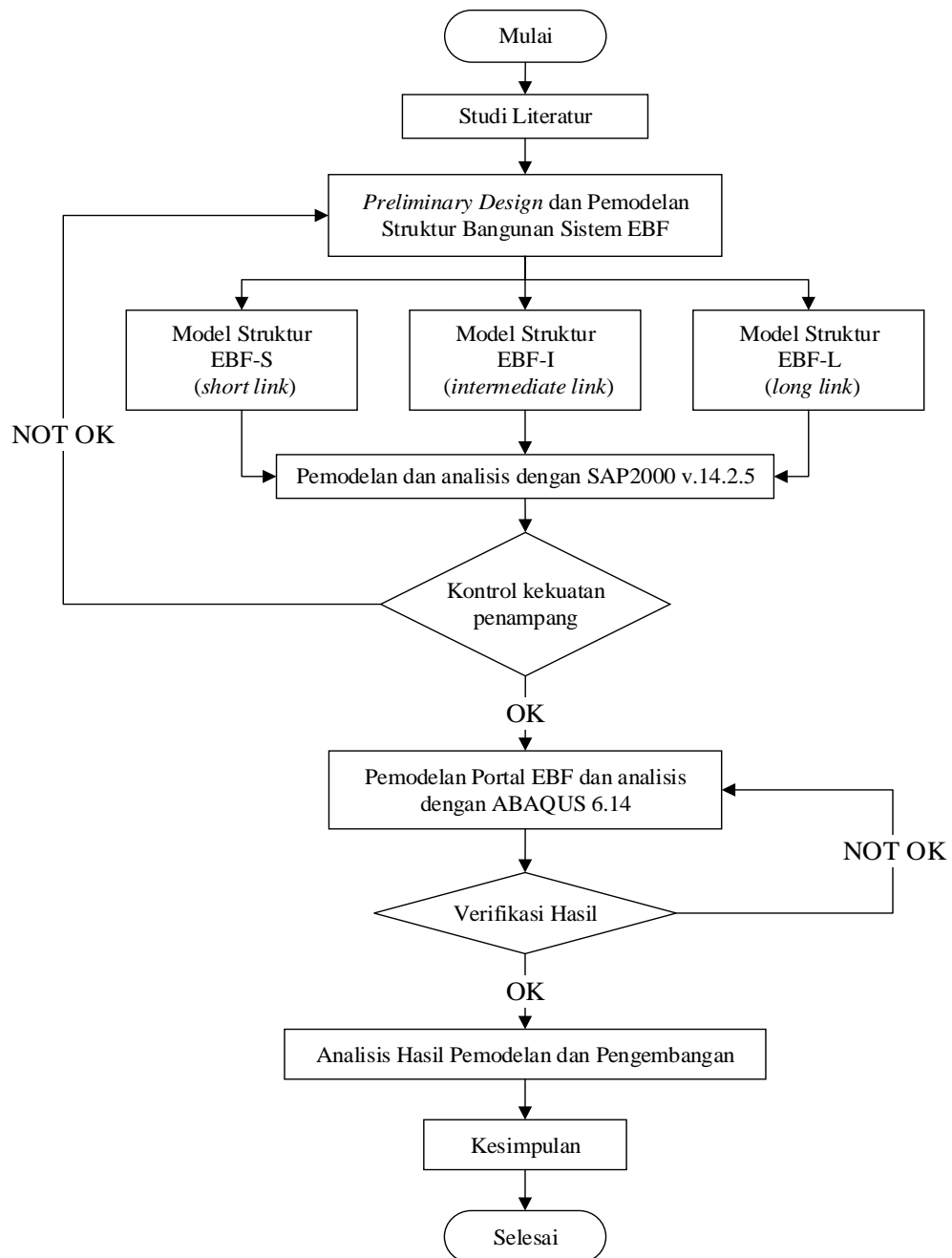
Gambar 2.17 Visualisasi rekayasa gempa berbasis kinerja (FEMA 356, 2000)

## BAB 3

### METODOLOGI

#### 3.1 Diagram Alir Metodologi

Tahapan dalam pengerjaan penelitian ini ditampilkan dalam bentuk diagram alir yang ditunjukkan dalam Gambar 3.1



Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi



## 3.2 Penjelasan Diagram Alir Metodologi

Dari diagram alir metodologi pada Gambar 3.1, urutan dalam pengerjaan penelitian ini dijelaskan sebagai berikut:

### 3.1.1 Studi Literatur

Penelitian di mulai dengan studi literatur terhadap sistem stuktur *Eccentricaally Braced Frame* (EBF) berdasarkan jurnal, referensi buku maupun peraturan yang berlaku. Adapun peraturan yang digunakan dalam tesis ini:

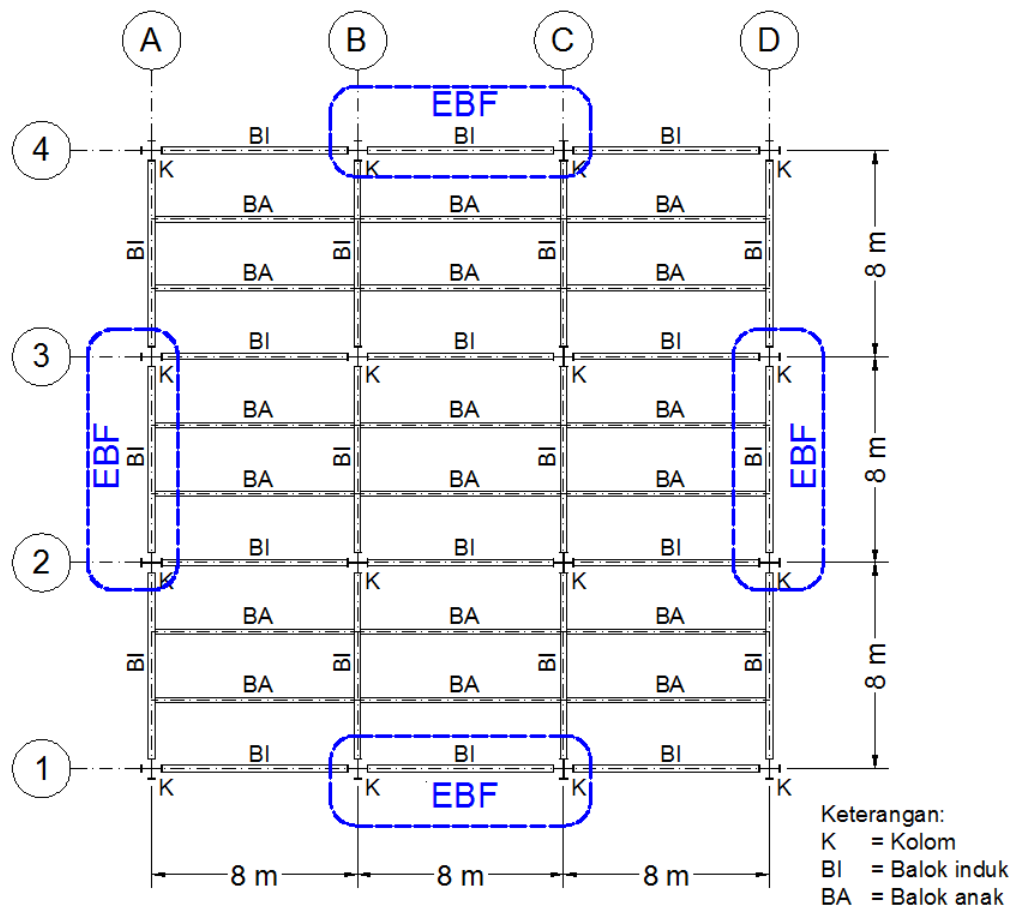
1. ANSI/AISC 360-10 (2010) tentang *specification for structural steel buildings*.
2. ANSI/AISC 341-10 (2010) tentang *seismic provisions for structural steel buildings*.
3. SNI 1726-2002 tentang standar perencanaan ketahan gempa untuk struktur bangunan gedung.
4. SNI 1726:2012 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

### 3.1.2 Preliminary Design dan Pemodelan Struktur Bangunan Sistem EBF

Dalam penelitian ini akan meninjau tiga kriteria balok *link* sehingga pemodelan sistem struktur EBF akan dibagi dalam tiga kriteria tersebut. Untuk dapat membandingkan kinerja setiap kriteria maka digunakan dimensi penampang yang sama. Model bangunan yang digunakan adalah bangunan 10 lantai dengan denah tiap lantainya prototype seperti yang ditampilkan dalam Gambar 3.2.

Adapun data *preliminary desgin* meliputi:

- Mutu baja : BJ41 ( $f_y = 250$  MPa,  $f_u = 410$  MPa)
- Jumlah bentang : 3
- Lebar bentang : 8 x 8 meter
- Luasan denah : 24 x 24 meter
- Tinggi lantai : 4 meter
- Jumlah lantai : 10 lantai



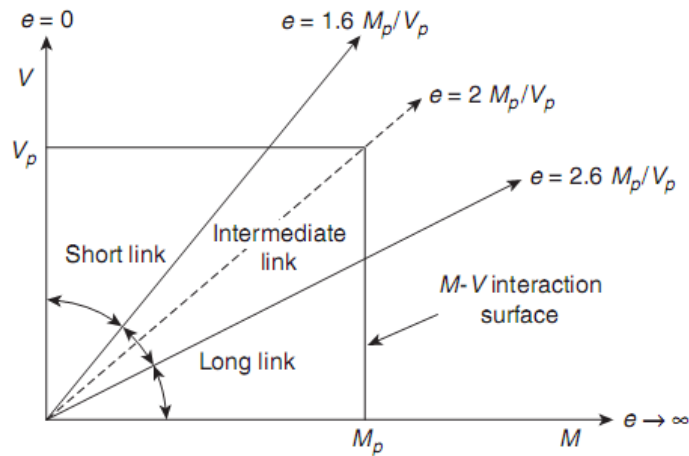
Gambar 3.2 Model Prototype Denah Bangunan

Untuk profil kolom, balok, balok link dan bracing diberikan dalam Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Profil Elemen Struktur EBF

Lantai	Profil Model EBF-S, EBF-I, dan EBF-L			
	Kolom (KC)	Balok (WF)	Balok Link (WF)	Bracing (WF)
1-4	800x300x14x26	588x300x12x20	588x300x12x20	300x300x15x15
5-7	700x300x13x24	488x300x11x18	488x300x11x18	300x300x15x15
8-10	588x300x12x20	434x299x10x15	434x299x10x15	300x300x15x15

Panjang *link e* yang digunakan dalam desain struktur diambil nilai yang dapat mewakili model *short link*, *intermediate link* dan *long link* seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.3.



Gambar 3.3 Klasifikasi *link* (Bruneau et al., 2011)

- **Perhitungan panjang *link*  $e$  untuk balok WF 588x300x12x20**

Data – data profil adalah sebagai berikut:

$d = 588 \text{ mm}$	$W = 151 \text{ kg/m}$	$r = 28 \text{ mm}$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$I_x = 118000 \text{ cm}^4$	$Z_x = 4308.9 \text{ cm}^3$
$t_f = 20 \text{ mm}$	$I_y = 9020 \text{ cm}^4$	$Z_y = 1738.1 \text{ cm}^3$
$t_w = 12 \text{ mm}$	$i_x = 24.8 \text{ cm}$	$S_x = 4020 \text{ cm}^3$
$A = 192.5 \text{ cm}^2$	$i_y = 6.85 \text{ cm}$	$S_y = 601 \text{ cm}^3$

$$h = d - 2(t_f + r) = 492 \text{ mm}$$

$$M_p = Z_x f_y = 4308.9 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 10772250 \text{ kg.cm}$$

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2t_f) t_w = 0.6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (58.8 \text{ cm}) \times 2 \text{ cm} = 98640 \text{ kg}$$

$$e = 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{10772250}{98640} = 174.73 \text{ cm}$$

$$e = 2.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 2.6 \times \frac{10772250}{98640} = 283.94 \text{ cm}$$

- **Perhitungan panjang *link*  $e$  untuk balok WF 488x300x11x18**

Data – data profil adalah sebagai berikut:

$d = 488 \text{ mm}$	$W = 128 \text{ kg/m}$	$r = 26 \text{ mm}$
$b_f = 300 \text{ mm}$	$I_x = 71000 \text{ cm}^4$	$Z_x = 3099.8 \text{ cm}^3$
$t_f = 18 \text{ mm}$	$I_y = 8110 \text{ cm}^4$	$Z_y = 1079.6 \text{ cm}^3$

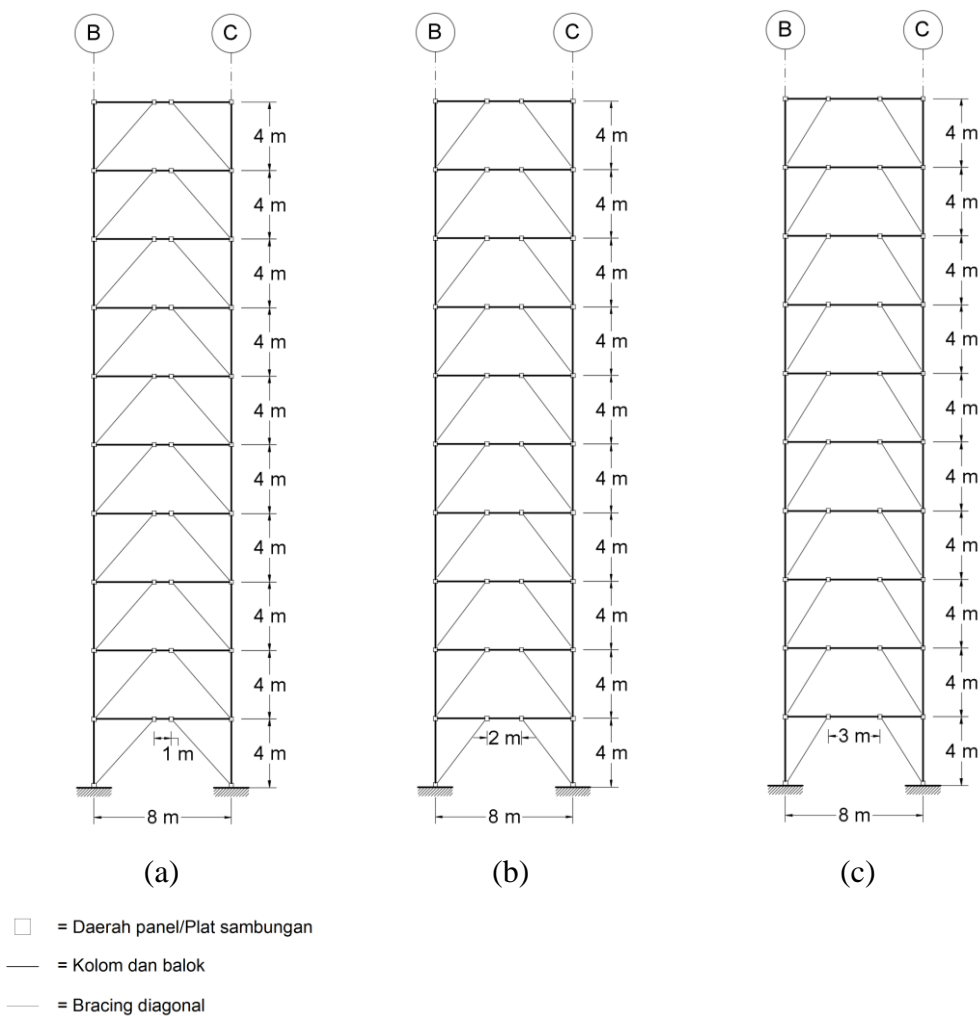
$$\begin{aligned}
t_w &= 11 \text{ mm} & i_x &= 20.8 \text{ cm} & S_x &= 2910 \text{ cm}^3 \\
A &= 163.5 \text{ cm}^2 & i_y &= 7.04 \text{ cm} & S_y &= 541 \text{ cm}^3 \\
h &= d - 2(t_f + r) = 400 \text{ mm} \\
M_p &= Z_x f_y = 3099.8 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 7749500 \text{ kg.cm} \\
V_p &= 0.6 f_y (d - 2t_f) t_w = 0.6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (45.2 \text{ cm}) \times 1.1 \text{ cm} = 74580 \text{ kg} \\
e &= 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{7749500}{74580} = 166.25 \text{ cm} \\
e &= 2.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 2.6 \times \frac{7749500}{74580} = 270.16 \text{ cm}
\end{aligned}$$

- **Perhitungan panjang *link e* untuk balok WF 434x299x10x15**

Data – data profil adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
d &= 434 \text{ mm} & W &= 106 \text{ kg/m} & r &= 24 \text{ mm} \\
b_f &= 299 \text{ mm} & I_x &= 46800 \text{ cm}^4 & Z_x &= 2287.3 \text{ cm}^3 \\
t_f &= 15 \text{ mm} & I_y &= 6690 \text{ cm}^4 & Z_y &= 713.1 \text{ cm}^3 \\
t_w &= 10 \text{ mm} & i_x &= 18.6 \text{ cm} & S_x &= 2160 \text{ cm}^3 \\
A &= 135 \text{ cm}^2 & i_y &= 7.04 \text{ cm} & S_y &= 448 \text{ cm}^3 \\
h &= d - 2(t_f + r) = 356 \text{ mm} \\
M_p &= Z_x f_y = 2287.3 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 = 5718250 \text{ kg.cm} \\
V_p &= 0.6 f_y (d - 2t_f) t_w = 0.6 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \times (40.4 \text{ cm}) \times 1 \text{ cm} = 60600 \text{ kg} \\
e &= 1.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 1.6 \times \frac{5718250}{60600} = 150.98 \text{ cm} \\
e &= 2.6 \times \frac{M_p}{V_p} = 2.6 \times \frac{5718250}{60600} = 245.34 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Dari batasan panjang *link* di atas, untuk penerapan sistem struktur EBF maka dipilih panjang *link* (*e*) 100 cm untuk mewakili *short link*, panjang *link* (*e*) 200 cm untuk mewakili *intermediate link* dan panjang *link* (*e*) 300 cm untuk mewakili *long link*. Untuk kemudahan identifikasi selanjutnya, maka sistem struktur tersebut diberikan pemberian nama yaitu EBF-S untuk *short link*, EBF-I untuk *intermediate link*, EBF-L untuk *long link*.



Gambar 3.4 *Subframe* EBF; (a) EBF-S, (b) EBF-I dan (c) EBF-L

### 3.1.3 Pemodelan dan Analisa Struktur dengan SAP2000 v.14.2.5

Data dan model yang telah ditetapkan ini selanjutnya dimodelkan dan dianalisis dengan *software* SAP2000 v.14.2.5 untuk mendapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur serta deformasi yang terjadi. Perbedaan tipe balok *link* pada SAP2000 dimodelkan dengan perbedaan panjang elemen balok *link*. Untuk analisa dengan pemberian *stiffener* pada balok *link* dilakukan dengan menggunakan ABAQUS.

Tahapan pemodelan dan analisis dengan SAP2000 v.14.2.5 dijabarkan sebagai berikut:

- a. Menentukan material penampang; *Define > Material > Add New Material > Material Property Data*.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJ\_41

Material Type: Steel

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.698E-05

Mass per Unit Volume: 7.850E-09

Units: N, mm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 200000.

Poisson's Ratio, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76923.08

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 250.

Minimum Tensile Stress, Fu: 410.

Effective Yield Stress, Fye: 375.

Effective Tensile Stress, Fue: 615.

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 3.5 Contoh *Input* material dari penampang

- b. Menentukan dimensi penampang yang digunakan; *Define > Section Properties > Frame Properties > Add New Property*

I/Wide Flange Section

Section Name: BI-floor

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + BJ\_41

Dimensions

Outside height (t3): 500.

Top flange width (t2): 200.

Top flange thickness (tf): 16.

Web thickness (tw): 10.

Bottom flange width (t2b): 200.

Bottom flange thickness (tfb): 16.

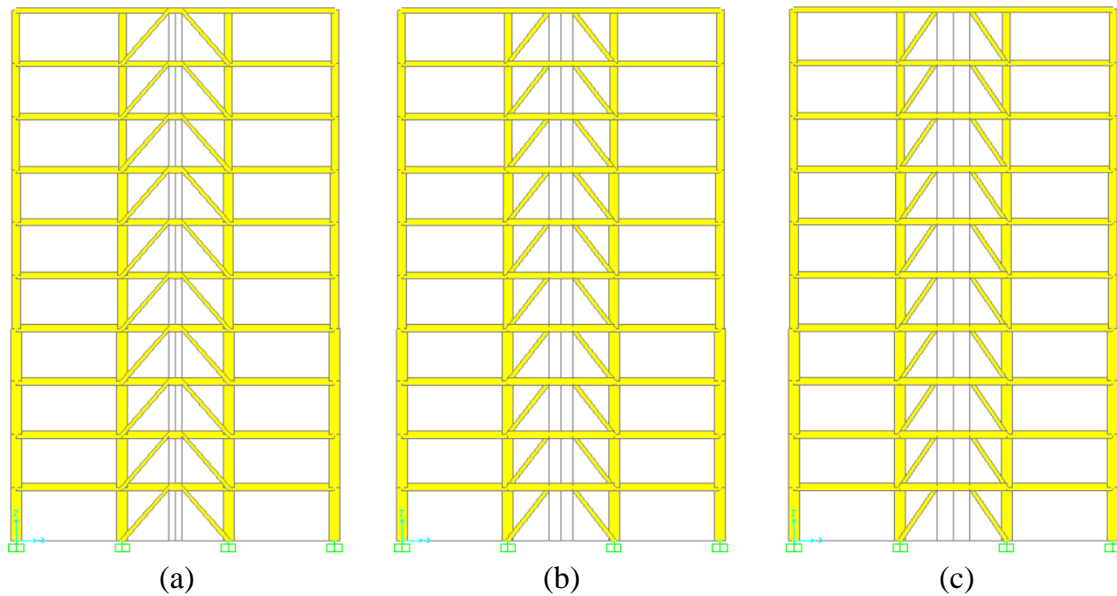
Display Color: ☐

OK Cancel

Gambar 3.6 Contoh *Input* dimensi penampang

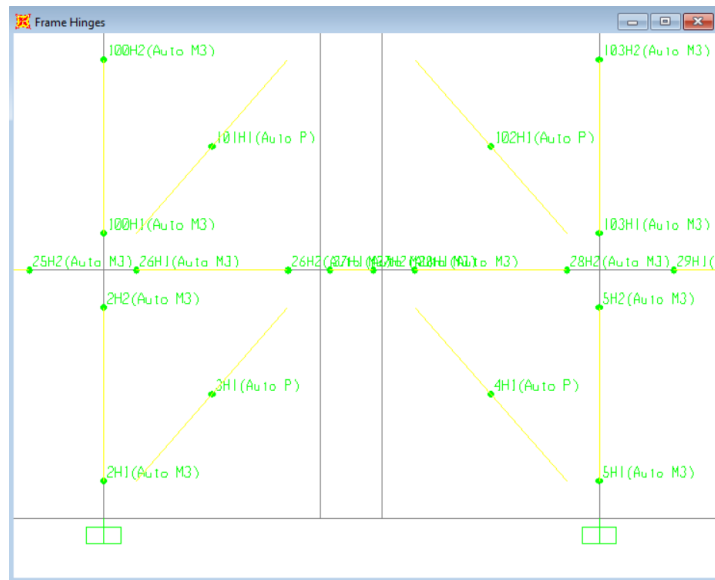
c. Menggambar model struktur.

Karena model struktur yang dianalisis adalah sederhana dan simetris, maka analisis hanya diambil sisi bidang yang diberikan konfigurasi EBF.



Gambar 3.7 Contoh *modeling* struktur EBF; (a) EBF-S, (b) EBF-I dan (c) EBF-L

Untuk mendefinisikan posisi sendi plastis yang diharapkan terjadi maka pada setiap elemen struktur dimasukkan data *hinge properties*. Untuk masing-masing penampang balok dimodelkan dengan pilihan model *Moment M3* yang berarti sendi plastis hanya terjadi karena momen pada sumbu lokal 3. *Hinge properties* untuk elemen kolom adalah model P-M2-M3 yang berarti sendi plastis terjadi karena interaksi gaya aksial (P) dan momen (M) sumbu lokal 2 dan sumbu lokal 3. Untuk *bracing* input *hinge properties* adalah model *braces* dikarenakan sendi plastis terjadi karena gaya aksial pada batang *bracing*. Untuk penentuan letak sendi plastis dimasukkan nilai 0 yang menyatakan posisi awal dari panjang bersih elemen dan nilai 1 yang menyatakan posisi akhir dari panjang bersih elemen.



Gambar 3.8 Contoh pemberian *hinge properties* pada struktur

d. Memberikan beban dan kombinasi pembebanan.

Setelah struktur selesai dimodelkan, selanjutnya diberikan *input* beban yang meliputi:

- Beban mati dan beban hidup seperti disyaratkan dalam SNI 03-1727-1989.
- Beban gempa respons spektrum sesuai dengan SNI 1726:2012.

Untuk kombinasi pembebanan yang digunakan didasarkan pada SNI 1726:2012 yaitu:

$$1,4D$$

$$1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$1,2D + 1,0W + L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$$

$$1,2D + 1,0E + L$$

$$0,9D + 1,0E$$

Keterangan:

D = beban mati

L = beban hidup

E = beban gempa

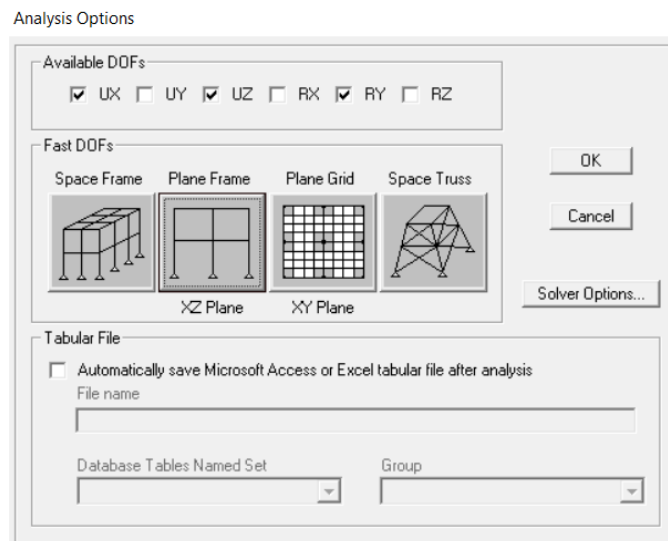
R = beban air hujan

W = beban angin



e. Analisis model

Langkah terakhir adalah analisis model dengan cara *Analyze > Set Analysis Options > Plane Frame* untuk memilih analisis dalam bidang 2D.



Gambar 3.9 Pilihan analisis

Selanjutnya pilih *Analysis > Run Analysis* untuk melakukan proses analisis.

Setelah proses analisis selesai, dari *output* program dapat diketahui besaran gaya-gaya dalam yang terjadi yang nantinya digunakan untuk kontrol kekuatan penampang.

### 3.1.4 Kontrol Kekuatan Penampang

Kontrol kekuatan penampang diperlukan untuk memastikan bahwa penampang yang digunakan pada struktur bangunan baja apakah telah sesuai dengan persyaratan digunakan yaitu didasarkan pada ANSI/AISC 360-10 (2010). Untuk kontrol penampang, digunakan pilihan *Steel Design Check* pada SAP2000 untuk melihat apakah elemen-elemen struktur yang telah ditentukan sebelumnya telah sesuai dengan syarat perencanaan.

### 3.1.5 Pemodelan Portal EBF dan Analisis dengan ABAQUS 6.14

Setelah desain setiap elemen penampang terpenuhi, model struktur EBF-S, EBF-I dan EBF-L yang telah dianalisis dengan SAP2000 dimodelkan kembali dengan ABAQUS 6.14 dengan meninjau satu portal EBF pada lantai terbawah dari masing-masing model tersebut. Pemodelan ini bertujuan untuk mendapatkan respon dari sistem portal EBF secara satu kesatuan sistem.

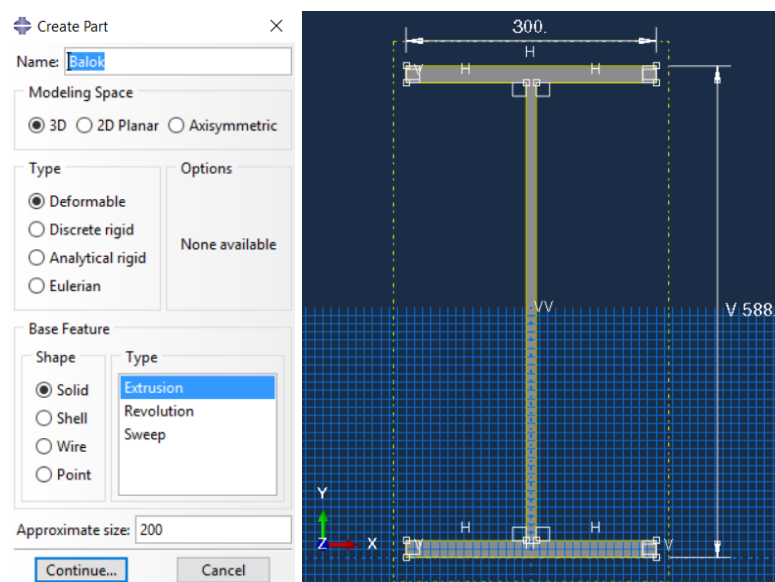
Untuk pemodelan dan analisis dengan ABAQUS 6.14 dibagi dalam tiga tahapan utama, yaitu:

#### 1. *Preprocessing*

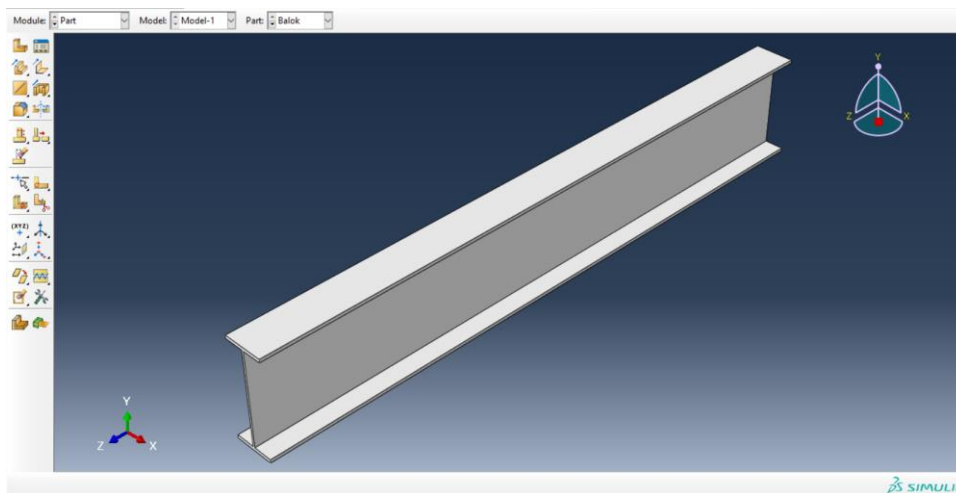
Merupakan tahapan *input* data material serta *modeling* berdasarkan model yang telah ditetapkan. Dalam ABAQUS 6.14 untuk tahapan ini dibagi dalam beberapa urutan langkah yang harus dilakukan meliputi:

##### a. *Part*

Menentukan *Modeling Space*, *Type*, *Base Feature* yang akan diterapkan dalam pemodelan sekaligus melakukan penggambaran masing-masing elemen dari model yang telah ditentukan. Setiap elemen dimodelkan sebagai elemen *solid*. Elemen yang dimodelkan adalah: Kolom KC, Balok luar link WF, Balok link WF, *Bracing* WF, *Stiffeners*.



Gambar 3.10 Contoh membuat model balok



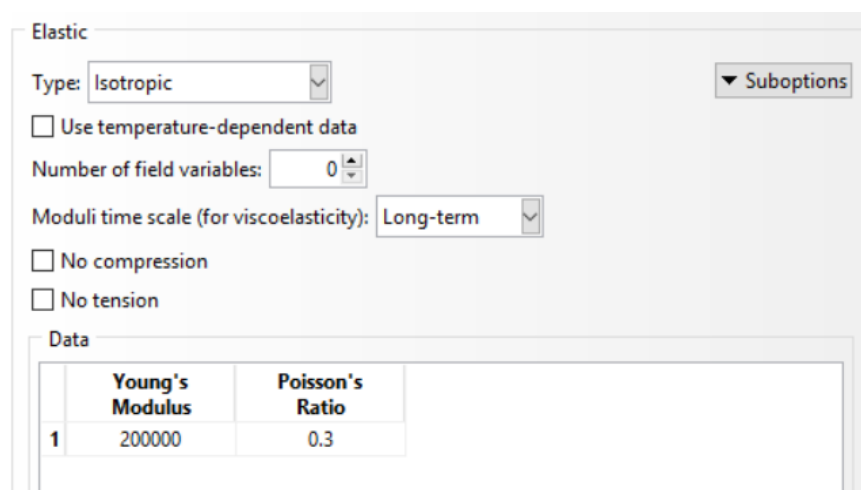
Gambar 3.11 Contoh pemodelan balok WF 588x300x12x20

*b. Property*

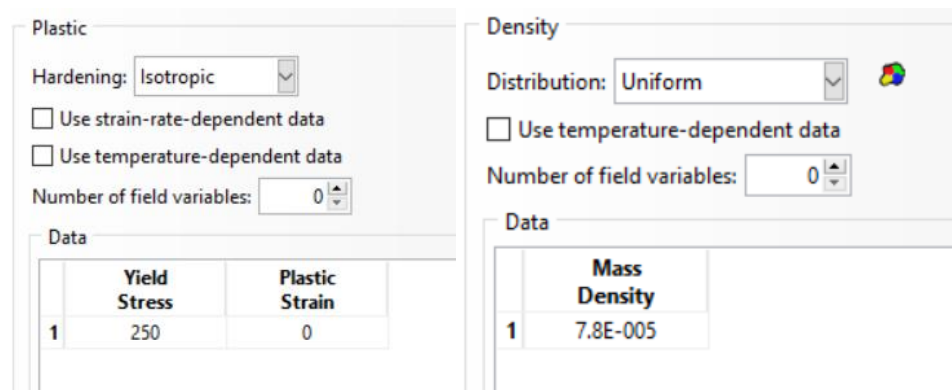
Setelah elemen struktuktur dimodelkan, selanjutnya dilakukan *input* data serta karakteristik dari material yang digunakan.

Untuk material yang digunakan adalah baja BJ 41 dengan spesifikasi:

- Modulus elastistas : 200000 MPa
- *Poisson ratio* : 0.3
- Tegangan leleh : 250 MPa
- Berat jenis : 7800 kg/m<sup>3</sup>



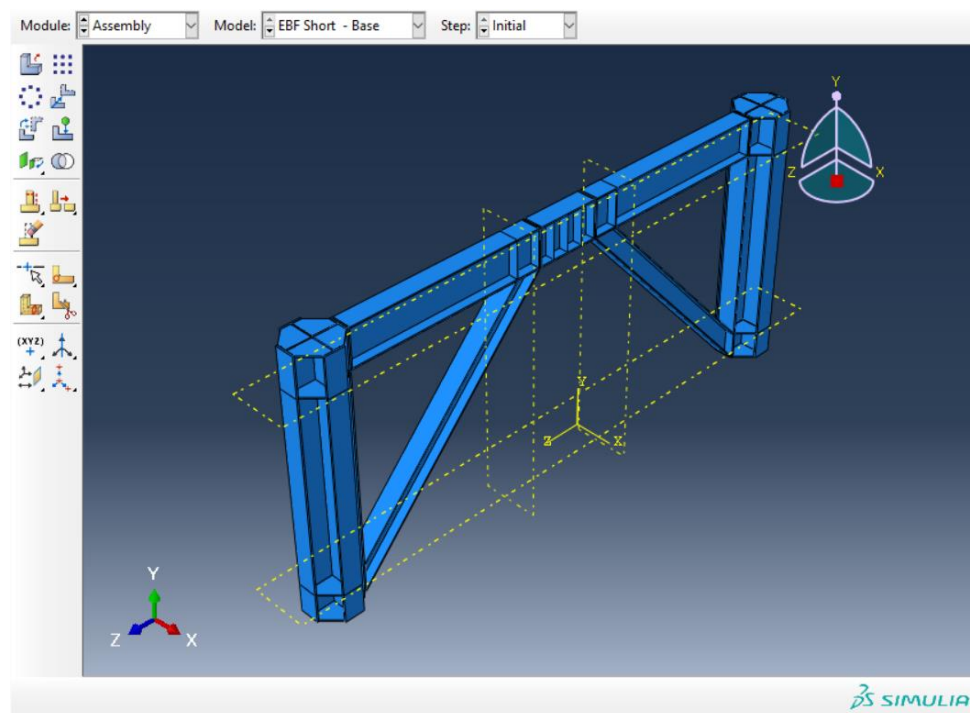
Gambar 3.12 Contoh *input* modulus elastisitas dan *poisson ratio* pada ABAQUS



Gambar 3.13 Contoh *input* tegangan leleh dan berat jenis material pada ABAQUS

c. *Assembly*

Mengaplikasi *property* yang telah dibuat ke dalam model yang ada. Untuk struktur portal, setiap elemen pembentuk sistem EBF yaitu kolom, balok dan *bracing* akan digabungkan menjadi satu kesatuan pada tahapan ini.

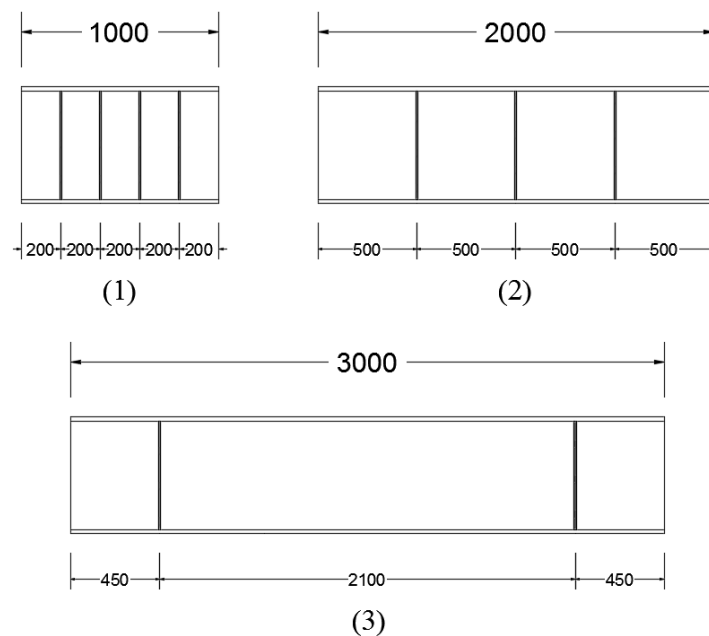


Gambar 3.14 Contoh penggabungan dari setiap elemen

Untuk pemberian *web stiffener* pada balok link WF 588x300x15x20 mengacu pada AISC 360-10 yang diberikan dalam Tabel 3.5 dibawah ini.

Tabel 3.2 Penentuan jarak pengaku badan (*web stiffeners*) berdasarkan AISC 3610-10

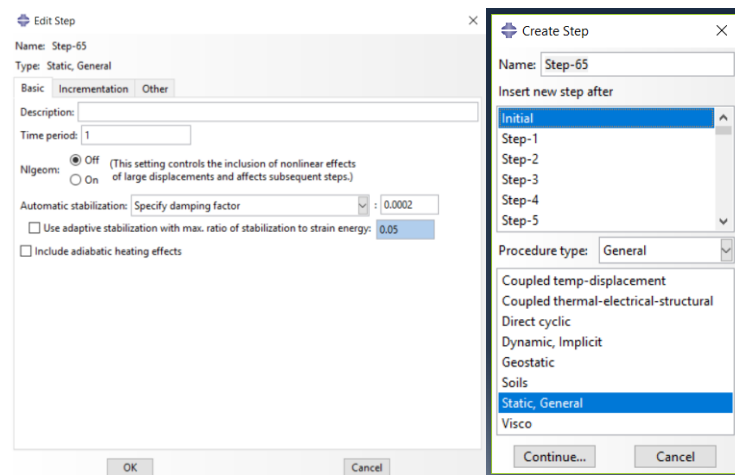
No.	Panjang Link (mm)	Tipe Link	Rotasi	Jarak Pengaku Maksimum (mm)	Jarak Pengaku yang Dipakai (mm)
1	1000	<i>Short link</i>	0.08	242.2	200
			$< 0.02$	506.4	500
2	2000	<i>Intermediate link</i>		Dapat menggunakan syarat 1 dan 3	500
3	3000	<i>Long link</i>	0.02	450	450 dari tiap ujung link



Gambar 3.15 Jarak *web stiffener* pada balok link

d. Step

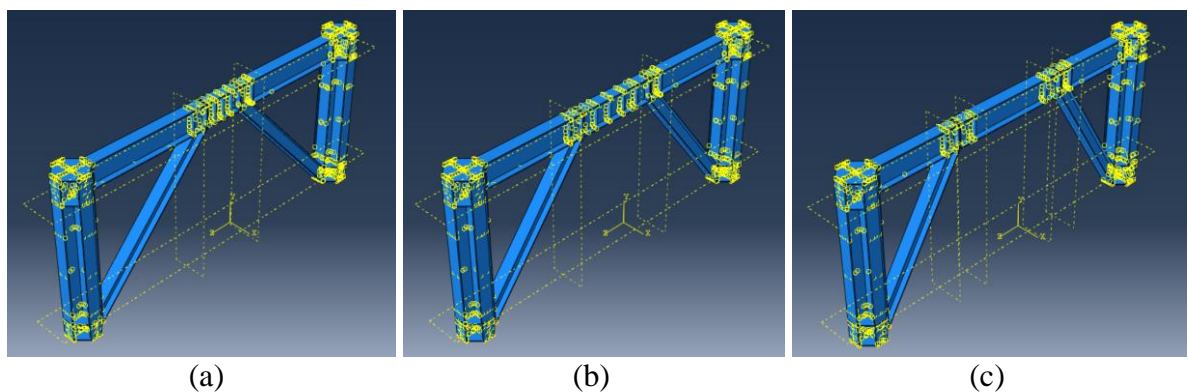
Terdapat dua jenis step yaitu *initial* yang digunakan untuk memberikan kondisi perletakan pada model dan *step-1* yang digunakan untuk memberikan beban pada model. Pada pangkal kolom diberikan perletakan jepit.



Gambar 3.16 Contoh input *step* pada model

e. *Interaction*

Portal yang telah dibentuk kemudian diberikan *input* hubungan antar elemen strukturnya sehingga dapat menjadi satu kesatuan struktur saat diberikan pembebanan. Untuk hubungan antar elemen diberikan pilihan *Tie Constraints*.

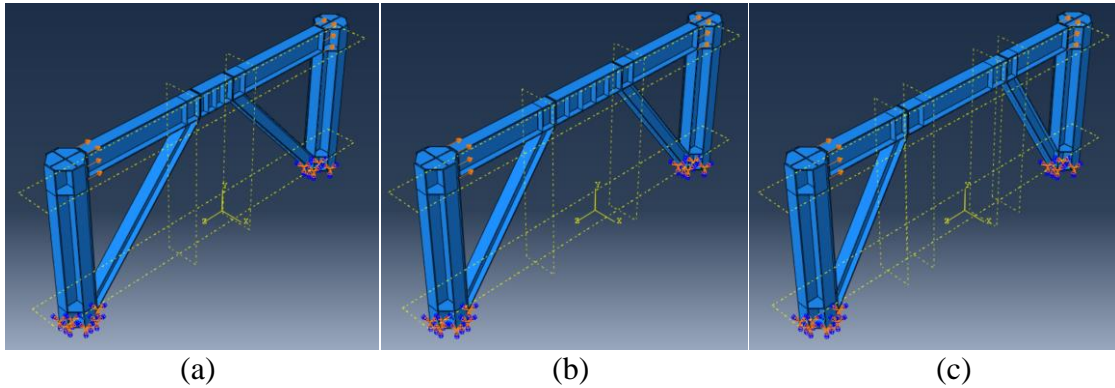


Gambar 3.17 Pemberian *interaction* pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L

f. *Load*

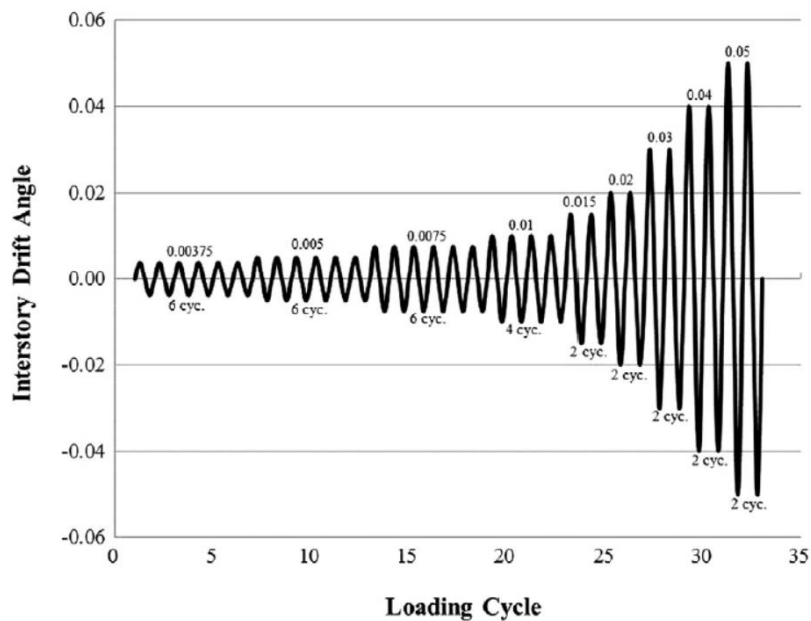
Dengan selesainya pemberian *interaction*, maka pembebanan pada portal telah dapat diberikan. Dalam tahap diberikan *boundary condition* pada model yang ada berupa jenis perletakan dan beban *displacement*. Tipe

perletakan yang digunakan adalah perletakan jepit yang diberikan pada setiap ujung bawah dari kolom (lihat Gambar 3.19).



Gambar 3.18 Pemberian *boundary condition* pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L

Untuk beban siklik diberikan *boundary condition* pada kedua joint kolom-balok dengan besarnya sesuai dengan *cyclic loading protocol* pada Gambar 3.19 yaitu berupa besaran *displacement* yang diberikan pada Tabel 3.3 dan Gambar 3.20.

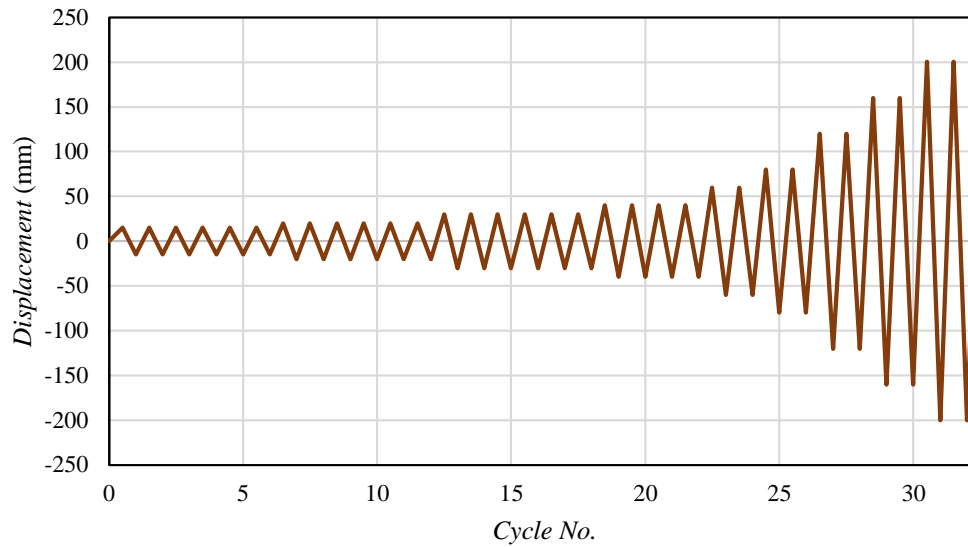


Gambar 3.19 *Cyclic Loading Protocol* (AISC-2005)

Tabel 3.3 Input beban siklik pada portal EBF

Step	Drift Angle (radian)	Displacement (mm)	Step	Drift Angle (radian)	Displacement (mm)
0	0	0	33	0.0075	30.00
1	0.00375	15.00	34	-0.0075	-30.00
2	-0.00375	-15.00	35	0.0075	30.00
3	0.00375	15.00	36	-0.0075	-30.00
4	-0.00375	-15.00	37	0.01	40.00
5	0.00375	15.00	38	-0.01	-40.00
6	-0.00375	-15.00	39	0.01	40.00
7	0.00375	15.00	40	-0.01	-40.00
8	-0.00375	-15.00	41	0.01	40.00
9	0.00375	15.00	42	-0.01	-40.00
10	-0.00375	-15.00	43	0.01	40.00
11	0.00375	15.00	44	-0.01	-40.00
12	-0.00375	-15.00	45	0.015	60.00
13	0.005	20.00	46	-0.015	-60.00
14	-0.005	-20.00	47	0.015	60.00
15	0.005	20.00	48	-0.015	-60.00
16	-0.005	-20.00	49	0.02	80.01
17	0.005	20.00	50	-0.02	-80.01
18	-0.005	-20.00	51	0.02	80.01
19	0.005	20.00	52	-0.02	-80.01
20	-0.005	-20.00	53	0.03	120.04
21	0.005	20.00	54	-0.03	-120.04
22	-0.005	-20.00	55	0.03	120.04
23	0.005	20.00	56	-0.03	-120.04
24	-0.005	-20.00	57	0.04	160.09
25	0.0075	30.00	58	-0.04	-160.09
26	-0.0075	-30.00	59	0.04	160.09
27	0.0075	30.00	60	-0.04	-160.09
28	-0.0075	-30.00	61	0.05	200.17
29	0.0075	30.00	62	-0.05	-200.17
30	-0.0075	-30.00	63	0.05	200.17
31	0.0075	30.00	64	-0.05	-200.17
32	-0.0075	-30.00			

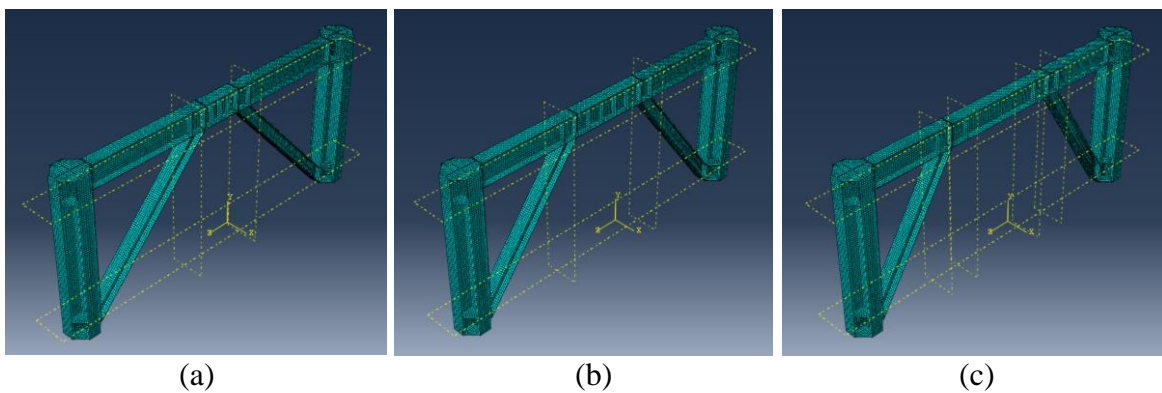




Gambar 3.20 Pembebanan siklik berupa *displacement control*

g. *Mesh*

Semua elemen struktur yang telah dibuat dalam *part* diberikan *meshing* yang bertujuan untuk membagi setiap elemen tersebut kedalam potongan-potongan yang lebih kecil sehingga dapat dianalisis dengan ABAQUS. Setiap elemen diberikan jarak *meshing* sebesar 50 mm, yang bertujuan agar hasil perhitungan lebih teliti.



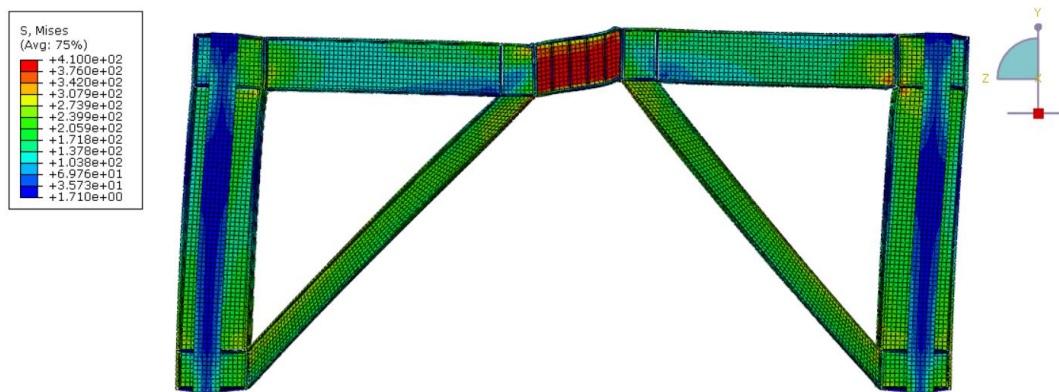
Gambar 3.21 Pemberian *meshing* pada portal (a) EBF-S, (b) EBF-I, (c) EBF-L

## 2. Analysis

Setelah seluruh prosedur *modeling* selesai dibuat, selanjutnya dengan memilih *Job* maka proses analisis pada ABAQUS telah dapat dilakukan.

## 3. Post-processing

Pada tahapan ini akan dihasilkan tampilan grafis yang menunjukkan tingkatan serta besaran tegangan dan perpindahan dan juga pola deformasi yang terjadi akibat pembebanan yang diberikan. Tampilan grafis dari model yang telah dianalisis disimbolkan dalam gradasi warna dengan memilih pilihan *Visualitation* terhadap data hasil analisis.



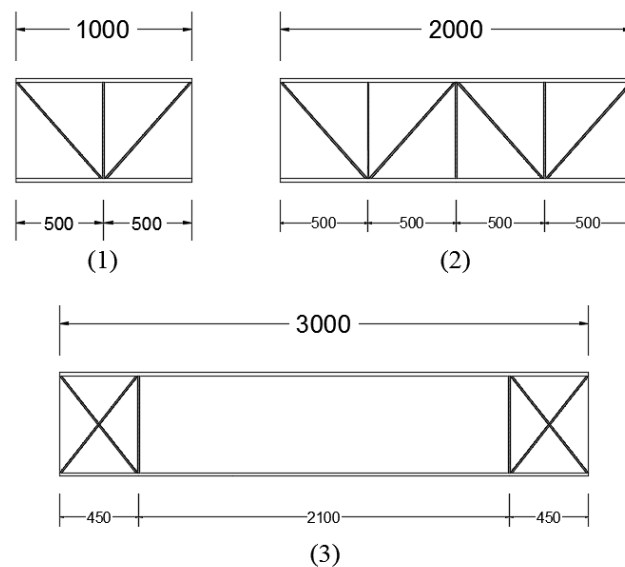
Gambar 3.22 Contoh tampilan grafis tegangan dan pola deformasi

### 3.1.6 Verifikasi Model Portal EBF dengan SAP2000

Untuk mengetahui tingkat akurasi dari pemodelan dengan ABAQUS, maka verifikasi pemodelan perlu dilakukan yaitu dengan menggunakan program bantu SAP2000. Pemodelan portal EBF pada ABAQUS kembali dimodelkan dengan SAP2000 lalu diberikan beban dorong berupa *displacement control* pada puncak portal. Hasil yang diverifikasi adalah letak sendi plastis serta defleksi yang terjadi di setiap model EBF tersebut.

### 3.1.7 Pemodelan Lanjutan dengan *Diagonal Web Stiffener* pada Balok *Link*

Untuk mendapatkan hasil secara utuh dalam satu kesatuan struktur (Portal), maka dalam pemodelan lanjutan ini dipilih konfigurasi *web stiffener* pada model spesimen pertama untuk *link* pendek dan model spesimen ketiga untuk *link* panjang dari penelitian eksperimental Yurisman et al. (2010) dan Budiono et al. (2011), sedangkan untuk *link* menengah disesuaikan dengan kondisi model *link* pendek. Bentuk konfigurasi *web stiffener* dengan penambahan *diagonal stiffener* diberikan dalam Gambar 3.23 dengan ketebalan *diagonal web stiffener* disamakan dengan ketebalan dari *vertical web stiffener* yaitu tebal 10 mm.



Gambar 3.23 Konfigurasi *stiffeners* pada elemen balok (1) *short link*  
(2) *intermediate link* (3) *long link*

### 3.1.8 Kesimpulan

Dari hasil analisis terhadap model struktur EBF-S, EBF-I dan EBF-L, maka dapat ditarik kesimpulan dari seluruh rangkaian penelitian yang telah dilakukan. Kesimpulan yang diambil meliputi penjelasan mengenai perilaku keruntuhan, tegangan, regangan serta pengaruh akibat pemberian *diagonal web stiffener* pada elemen balok *link*.

## BAB 4

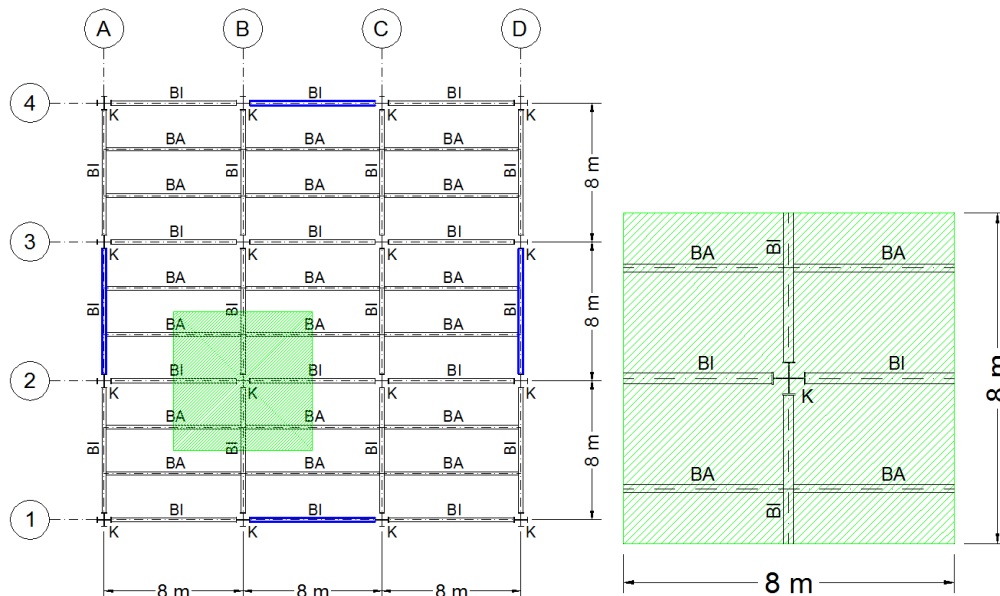
### ANALISA DAN PEMBAHASAN

#### 4.1 Analisa Struktur

Hasil analisa struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan-batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut yang meliputi; kontrol partisipasi massa, kontrol periode getar struktur, kontrol nilai akhir respon spektrum dan kontrol batas simpangan (drift). Sebelum melakukan pengontrolan ini, dibutuhkan pemeriksaan secara manual terhadap hasil permodelan struktur untuk membuktikan apakah telah sesuai dengan keadaan sesungguhnya. Pembuktian ini dilakukan dengan cara membandingkan hasil analisa SAP2000 pada satu kolom yang ditinjau dengan kombinasi 1D+1L dimana hasil perbandingan analisa antara SAP 2000 dengan perhitungan manual tidak boleh melebihi batasan 5% perbedaannya. Setelah batasan-batasan tersebut terpenuhi, kemudia dapat dilanjutkan dengan pengontrolan terhadap penampang dari elemen-elemen struktur yang digunakan.

##### 4.1.1 Kontrol Pemodelan dengan SAP2000

###### a. Kontrol Pemodelan Struktur



Gambar 4.1 Bidang kolom yang ditinjau

Perhitungan beban mati dan beban hidup ditunjukkan dalam Tabel 4.1 dengan luas area yang ditinjau adalah sebesar  $64 \text{ m}^2$  ( $8\text{m} \times 8\text{m}$ ).

Tabel 4.1 Perhitungan beban yang bekerja pada kolom

Keterangan	Berat	Jumlah	Panjang (m)	Luas (m <sup>2</sup> )	Berat (kg)
qDL lantai	352 kg/m <sup>2</sup>	9	-	64.00	202,752.00
qDL atap	321 kg/m <sup>2</sup>	1	-	64.00	20,544.00
qLL lantai	250 kg/m <sup>2</sup>	9	-	64.00	144,000.00
qLL atap	100 kg/m <sup>2</sup>	1	-	64.00	6,400.00
Kolom 1	419.80 kg/m	4	4	-	6,716.80
Kolom 2	369.70 kg/m	3	4	-	4,436.40
Kolom 3	302.00 kg/m	3	4	-	3,624.00
BI 1	151 kg/m	4	14	-	8,697.60
BI 2	128 kg/m	3	15	-	5,606.40
BI 3	106 kg/m	3	15	-	4,728.02
BA	66 kg/m	10	16	-	10,560.00
TOTAL					418,065.22

Dari hasil analisa dengan SAP2000 pada kolom As B-2 diperoleh beban aksial sebesar 427909.59 kg untuk model struktur EBF-S, 427867.73 kg untuk model struktur EBF-I, dan 427369.95 kg untuk model struktur EBF-L. Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil SAP2000 adalah sebesar 2.30% untuk model struktur EBF-S, 2.29% untuk model struktur EBF-I, dan 2.18% untuk model struktur EBF-L. Dengan demikian pemodelan untuk ketiga variasi panjang link telah mendekati kondisi sesungguhnya karena selisih perbedaan nilainya antara manual dan SAP2000 tidak melebihi 5%.

#### b. Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau (SNI 1726:2012 pasal 7.9.1).

Tabel 4.2 Rasio partisipasi massa

OutputCase	StepType	StepNum	EBF-S		EBF-I		EBF-L	
			SumUX	SumUY	SumUX	SumUY	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.737	0.000	0.747	0.000	0.748	0.000
MODAL	Mode	2	0.737	0.736	0.747	0.745	0.748	0.748
MODAL	Mode	3	0.737	0.736	0.747	0.745	0.748	0.748
MODAL	Mode	4	0.894	0.736	0.884	0.745	0.885	0.748
MODAL	Mode	5	0.894	0.894	0.884	0.89	0.885	0.885
MODAL	Mode	6	0.894	0.894	0.884	0.89	0.885	0.885
MODAL	Mode	7	0.938	0.894	0.933	0.89	0.930	0.885
MODAL	Mode	8	0.938	0.938	0.933	0.934	0.930	0.930
MODAL	Mode	9	0.938	0.938	0.933	0.934	0.930	0.930
MODAL	Mode	10	0.939	0.938	0.933	0.934	0.931	0.930
MODAL	Mode	11	0.939	0.938	0.933	0.934	0.931	0.930
MODAL	Mode	12	0.939	0.938	0.933	0.934	0.931	0.930

Dari Tabel 4.2 diatas menunjukkan bahwa partisipasi massa arah X untuk ketiga model struktur pada mode ke 7 sebesar 93% dan partisipasi massa arah Y untuk ketiga model struktur pada mode ke 8 sebesar 93%. Dengan demikian dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

### c. Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode alami fundamental ( $T_a$ ) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$T_a = C_t \cdot h_n^x \quad (4.1)$$

$$C_t = 0,0731 \quad (\text{diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012})$$

$$x = 0,75 \quad (\text{diambil dari tabel 15 SNI 1726:2012})$$

$$h_n = 40 \quad (\text{total tinggi bangunan})$$

$$T_a = 0,0731 \times 40^{0,75} = 1,163 \text{ detik}$$

Dengan nilai  $S_{D1} = 0,339$ , maka  $C_u = 1,5$  (diambil dari tabel 14 SNI 1726:2012).

Sehingga periode sruktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u \quad (4.2)$$

$$T = 1,163 \times 1,5 = 1,744 \text{ detik}$$

Hasil periode getar struktur untuk ketiga model struktur EBF pada SAP2000 diberikan dalam Tabel 4.4.

Tabel 4.3 Periode dan frekuensi struktur

OutputCase	StepType	StepNum	EBF-S		EBF-I		EBF-L	
			Period	Frequency	Period	Frequency	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	Sec	Cyc/sec	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.828	1.207	0.918	1.1084	0.984	1.0164
MODAL	Mode	2	0.827	1.209	0.900	1.1113	0.980	1.0199
MODAL	Mode	3	0.547	1.830	0.614	1.6459	0.680	1.4698
MODAL	Mode	4	0.282	3.544	0.319	3.1518	0.352	2.8384
MODAL	Mode	5	0.282	3.552	0.316	3.1621	0.351	2.8496
MODAL	Mode	6	0.188	5.329	0.217	4.6331	0.247	4.0564
MODAL	Mode	7	0.156	6.417	0.180	5.5886	0.201	4.9838
MODAL	Mode	8	0.155	6.435	0.178	5.6037	0.200	4.9987
MODAL	Mode	9	0.147	6.802	0.147	6.803	0.147	6.8055
MODAL	Mode	10	0.144	6.968	0.144	6.9387	0.145	6.9187
MODAL	Mode	11	0.143	7.006	0.143	6.9888	0.143	6.9754
MODAL	Mode	12	0.143	7.009	0.143	7.0111	0.143	7.0121

Dari Tabel 4.3 di atas didapat  $T_c = 0,828$  detik untuk model struktur EBF-S,  $T_c = 0,918$  detik untuk model struktur EBF-I, dan  $T_c = 0,984$  detik untuk model struktur EBF-L. Dengan demikian, berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai  $T$  masih lebih kecil dari  $T_a \cdot C_u$  untuk ketiga model struktur EBF sehingga syarat SNI 1726:2012 Pasal 7.8.2 masih terpenuhi.

#### d. Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4.1 menyatakan bahwa jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik ( $V_t$ ) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik ( $V$ ) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan  $0.85V/V_t$ .

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 1726:2012 Pasal 7.8.1}) \quad (4.3)$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{0,555}{8/1} = 0,069$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \left( \frac{R}{I} \right)} = \frac{0,339}{1,744 \times \left( \frac{8}{1} \right)} = 0,0243 < 0,069 \rightarrow (\text{Tidak OK})$$

Dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \cdot 0,555 \cdot 1 > 0,01 \\ &= 0,0244 \geq 0,01 \rightarrow (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccccc} \text{Maka: } C_{s \min} & < & C_s & > & C_{s \max} \\ & 0,0244 & < & 0,069 & > & 0,0243 \end{array}$$

Maka yang dipakai  $C_{s \max} = 0,0243$

Jika nilai  $S_1 \geq 0,6g$ , maka nilai  $C_s$  diperoleh dengan menggunakan persamaan:  $C_s = \frac{0,5 S_1}{(R/I)}$

Syarat:

$$\begin{array}{ccc} S_1 & \geq & 0,6g \\ 0,275 & < & 5,886 \text{ (Rumus tidak dipakai)} \end{array}$$

Dari perhitungan diperoleh  $S_1 < 0,6g$ , maka rumus diatas tidak digunakan, sehingga nilai  $C_s$  yang digunakan adalah  $C_{s \min} = 0,0244$ .

Tabel 4.4 Kontrol nilai gaya geser dasar ragam dinamik terhadap gaya geser dasar statik

Model Struktur		$V_{\text{dinamik}}$ (kg)	Berat Struktur (kg)	$V_{\text{statik}}$ (kg)	85% $V_{\text{statik}}$ (kg)	$V_{\text{dinamik}} \geq$ 85% $V_{\text{statik}}$
EBF-S	Arah X	117534,52	3970280,04	96896,01	82361,61	OK
	Arah Y	117640,99				
EBF-I	Arah X	107784,43	3968217,67	96845,67	82318,82	OK
	Arah Y	109928,83				
EBF-L	Arah X	100414,43	3966502,36	96803,81	82283,24	OK
	Arah Y	100819,09				

Dari perhitungan diatas diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam ( $V_t$ ) lebih besar dari gaya geser dasar ( $V$ ), sehingga analisis selanjutnya menggunakan gaya gempa respon spektrum.



**e. Kontrol Simpangan Antar Lantai (Drift)**

Perhitungan simpangan antar lantai ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

$\Delta_s$  dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x ( $\delta_x$ ) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a \quad (4.4)$$

Dimana:

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lantai ke-x yang ditentukan dengan analisis elastis

$C_d$  = faktor pembesaran defleksi (4)

$I_e$  = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a = 0,020h_{sx}$

$\rho$  = Faktor redudansi (1,0)

**Tabel 4.5 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-S akibat beban gempa arah X**

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta_a$ mm	$\Delta_a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta_a/\rho$ mm
10	4,000	18.56	74.25	18.56	80	80	OK
9	4,000	17.16	68.64	17.16	80	80	OK
8	4,000	15.35	61.39	15.35	80	80	OK
7	4,000	13.29	53.14	13.29	80	80	OK
6	4,000	11.18	44.72	11.18	80	80	OK
5	4,000	8.94	35.77	8.94	80	80	OK
4	4,000	6.75	26.99	6.75	80	80	OK
3	4,000	4.76	19.06	4.76	80	80	OK
2	4,000	2.84	11.35	2.84	80	80	OK
1	4,000	1.07	4.28	1.07	80	80	OK

Tabel 4.6 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-S  
akibat beban gempa arah Y

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta a$ mm	$\Delta a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta a/\rho$ mm
10	4,000	18.54	74.17	18.54	80	80	OK
9	4,000	17.14	68.55	17.14	80	80	OK
8	4,000	15.32	61.28	15.32	80	80	OK
7	4,000	13.26	53.04	13.26	80	80	OK
6	4,000	11.16	44.63	11.16	80	80	OK
5	4,000	8.92	35.68	8.92	80	80	OK
4	4,000	6.73	26.92	6.73	80	80	OK
3	4,000	4.75	19.00	4.75	80	80	OK
2	4,000	2.83	11.32	2.83	80	80	OK
1	4,000	1.07	4.27	1.07	80	80	OK

Tabel 4.7 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-I  
akibat beban gempa arah X

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta a$ mm	$\Delta a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta a/\rho$ mm
10	4,000	20.115	80	5	80	80	OK
9	4,000	18.798	75	7	80	80	OK
8	4,000	16.954	68	9	80	80	OK
7	4,000	14.764	59	9	80	80	OK
6	4,000	12.503	50	10	80	80	OK
5	4,000	10.050	40	10	80	80	OK
4	4,000	7.620	30	9	80	80	OK
3	4,000	5.428	22	9	80	80	OK
2	4,000	3.257	13	8	80	80	OK
1	4,000	1.226	5	5	80	80	OK

Tabel 4.8 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-I  
akibat beban gempa arah Y

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta a$ mm	$\Delta a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta a/\rho$ mm
10	4,000	20.064	80	5	80	80	OK
9	4,000	18.747	75	7	80	80	OK
8	4,000	16.908	68	9	80	80	OK
7	4,000	14.724	59	9	80	80	OK
6	4,000	12.469	50	10	80	80	OK
5	4,000	10.024	40	10	80	80	OK
4	4,000	7.601	30	9	80	80	OK
3	4,000	5.414	22	9	80	80	OK
2	4,000	3.248	13	8	80	80	OK
1	4,000	1.224	5	5	80	80	OK

Tabel 4.9 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-L  
akibat beban gempa arah X

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta a$ mm	$\Delta a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta a/\rho$ mm
10	4,000	21.599	86	5	80	80	OK
9	4,000	20.309	81	8	80	80	OK
8	4,000	18.407	74	9	80	80	OK
7	4,000	16.080	64	10	80	80	OK
6	4,000	13.656	55	11	80	80	OK
5	4,000	11.001	44	11	80	80	OK
4	4,000	8.359	33	10	80	80	OK
3	4,000	5.972	24	10	80	80	OK
2	4,000	3.583	14	9	80	80	OK
1	4,000	1.337	5	5	80	80	OK

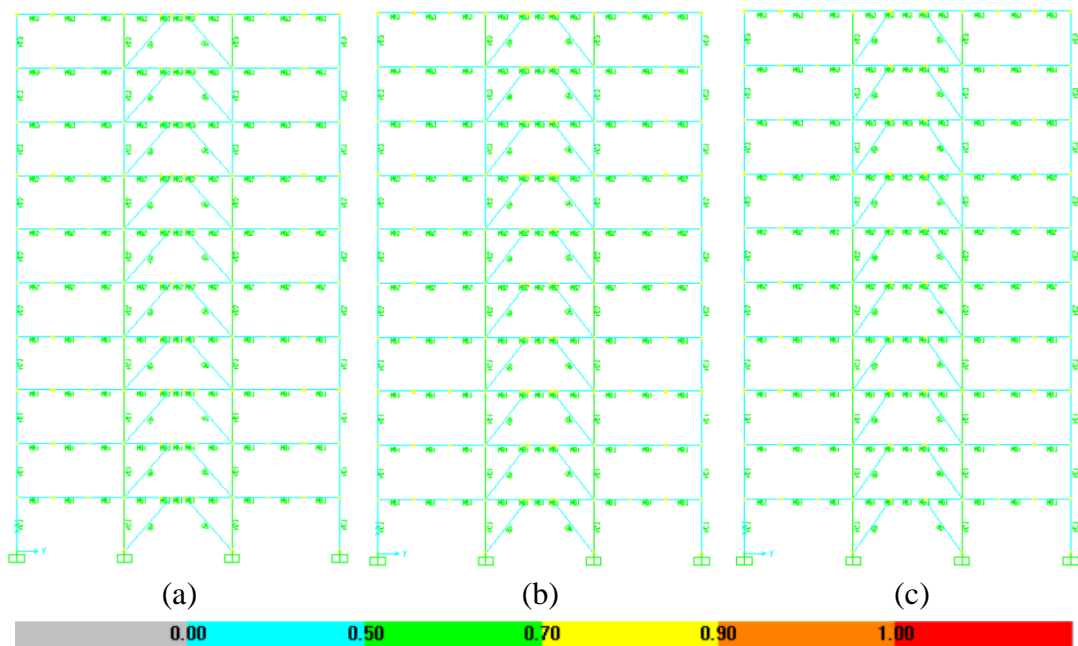
Tabel 4.10 Kontrol simpangan antar lantai model EBF-L  
akibat beban gempa arah Y

Lantai	$h_i$ mm	$\delta_{xe}$ mm	$\delta_x$ mm	$\Delta$ mm	$\Delta a$ mm	$\Delta a/\rho$ mm	$\Delta \leq \Delta a/\rho$ mm
10	4,000	21.533	86	5	80	80	OK
9	4,000	20.248	81	8	80	80	OK
8	4,000	18.356	73	9	80	80	OK
7	4,000	16.040	64	10	80	80	OK
6	4,000	13.626	55	11	80	80	OK
5	4,000	10.979	44	11	80	80	OK
4	4,000	8.345	33	10	80	80	OK
3	4,000	5.963	24	10	80	80	OK
2	4,000	3.578	14	9	80	80	OK
1	4,000	1.335	5	5	80	80	OK

Dari hasil analisa tabel di atas maka analisis struktur untuk ketiga model struktur EBF memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 dan Pasal 7.12.1.

#### 4.1.2 Kontrol Penampang

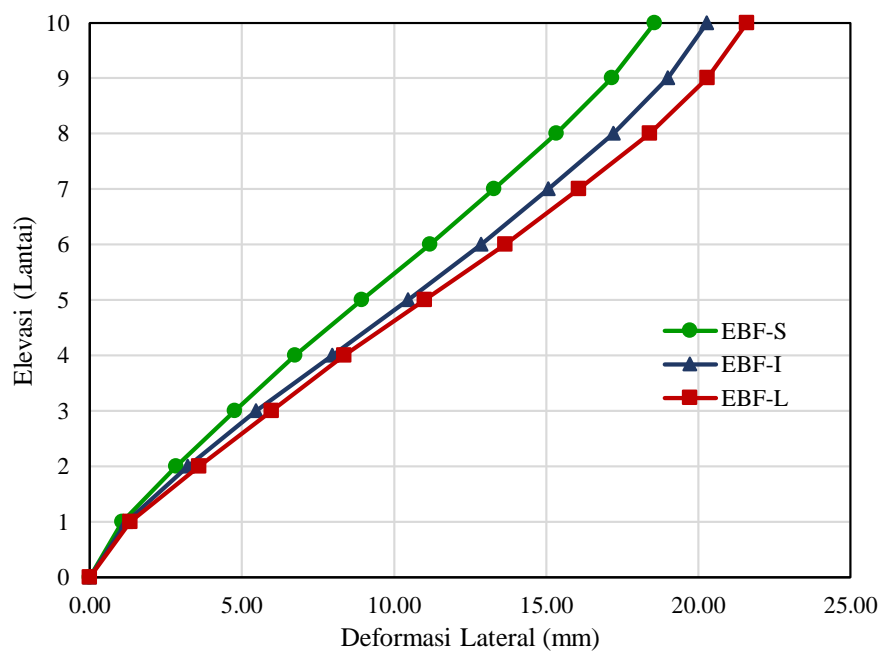
Untuk pengontrolan penampang dilakukan dengan menggunakan fasilitas *steel design check* dari SAP2000. Dari hasil *steel design check* pada Gambar 4.2 dan indikator warna menunjukkan bahwa penampang yang digunakan masih dalam kondisi aman, yaitu indikator warna maksimum adalah hijau pada elemen kolom dengan nilai rasio tegangan berkisar antara 0.5 sampai 0.7.



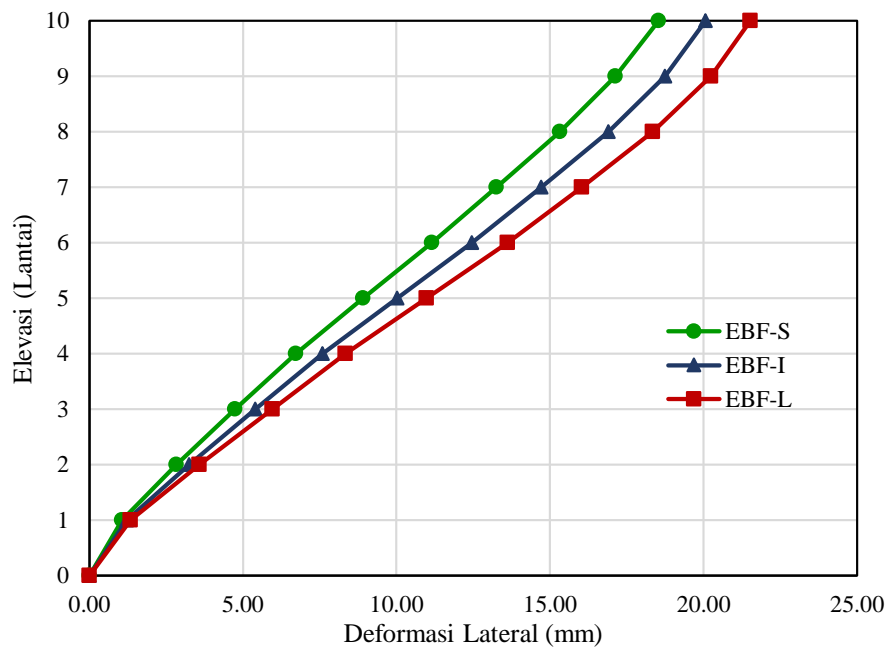
Gambar 4.2 *Steel design check* terhadap struktur (a) EBF-S, (b) EBF-I, dan (c) EBF-L

## 4.2 Simpangan Lateral dan Drift

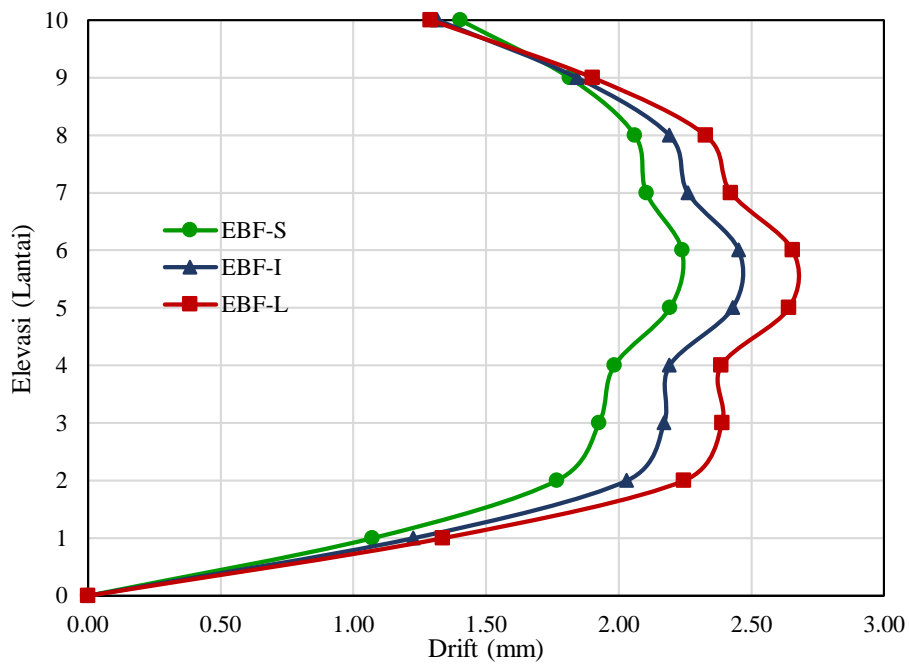
Simpangan lateral dan drift yang terjadi pada ketiga model struktur ditunjukkan sebagai berikut.



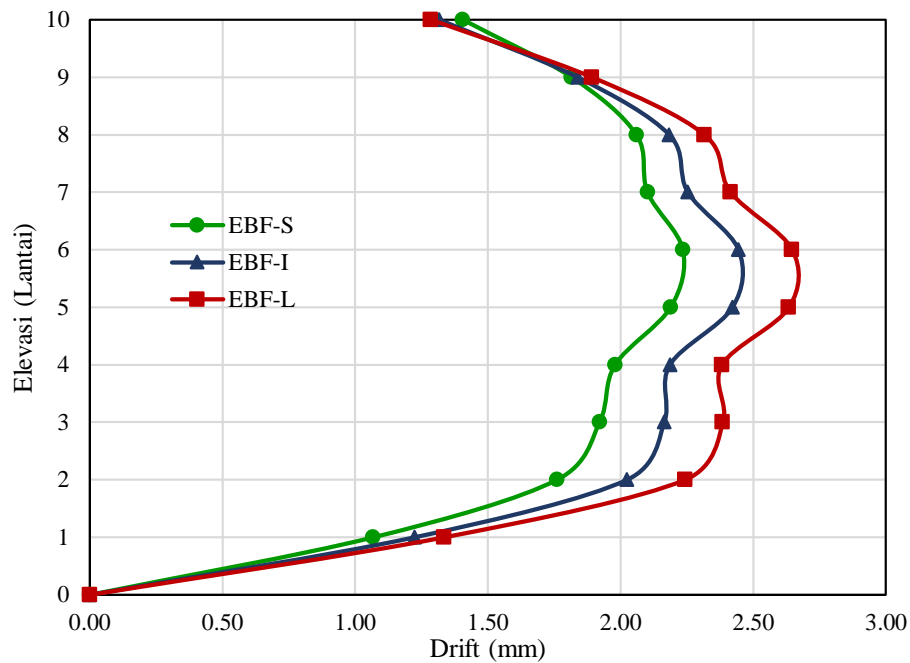
Gambar 4.3 Simpangan gedung arah sumbu X



Gambar 4.4 Simpangan gedung arah sumbu Y



Gambar 4.5 Drift gedung arah sumbu X



Gambar 4.6 Drift gedung arah sumbu Y

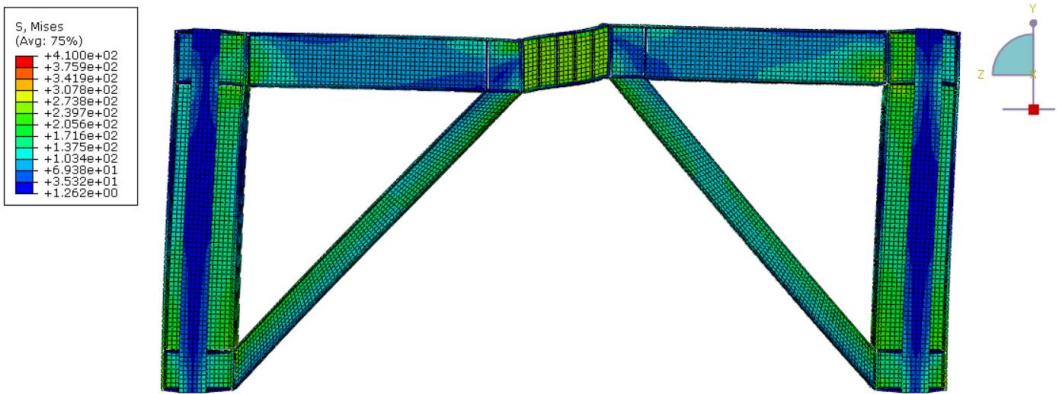
Dari Gambar 4.3 sampai Gambar 4.6 diatas menunjukkan bahwa simpangan lateral yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan dua model yang lain, dan Model gedung EBF-L memiliki nilai simpangan deck terbesar. Dengan model gedung EBF-S sebagai acuan maka pada model gedung EBF-I dan EBF-L masing-masing mengalami peningkatan simpangan deck sebesar 8.36% dan 16.35% untuk arah X dan sebesar 8.20% dan 16.13% untuk arah Y.

Perilaku yang sama juga berlaku pada drift terkecuali pada deck terjadi perubahan kondisi yang sebaliknya. Drift deck pada gedung EBF-S lebih besar dari model gedung lainnya dengan model gedung EBF-I dan EBF-L masing-masing mengalami pengurangan drift deck sebesar 6.06% dan 7.98% untuk arah X dan sebesar 6.37% dan 8.65% untuk arah Y

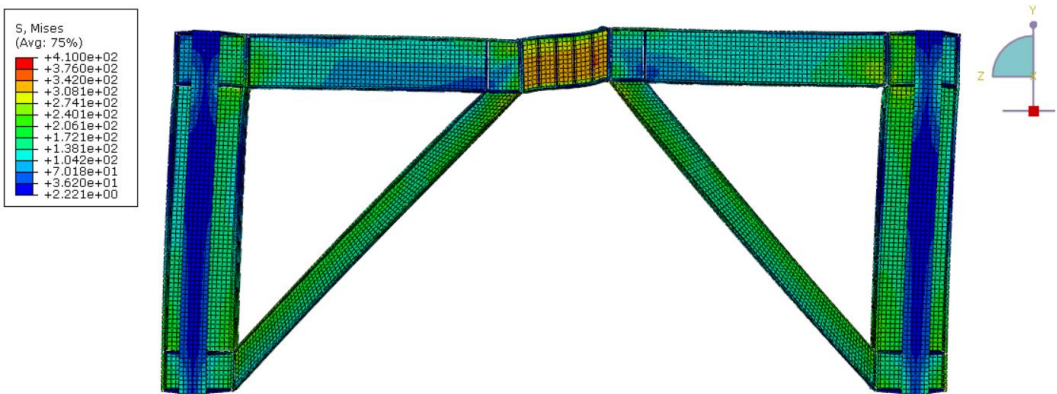
#### 4.3 Analisa Perilaku Portal EBF dengan ABAQUS versi 6.14

Perilaku dari model EBF-S, EBF-I dan EBF-L dibahas dengan mengambil masing-masing portal EBF pada lantai terbawah dari ketiga model model gedung dengan menggunakan *software* ABAQUS versi 6.14 dengan diberikan pembebanan

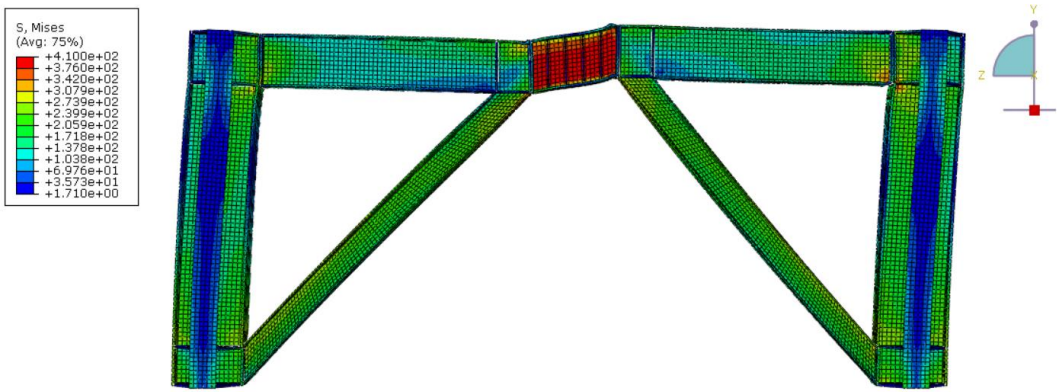
siklik untuk mendapatkan perilaku dari masing-masing portal. *Output* yang dihasilkan yaitu berupa kontur tegangan serta perilaku elemen pada portal EBF.



Gambar 4.7 Kontur tegangan EBF-S step-1 (*displacement* 15 mm)

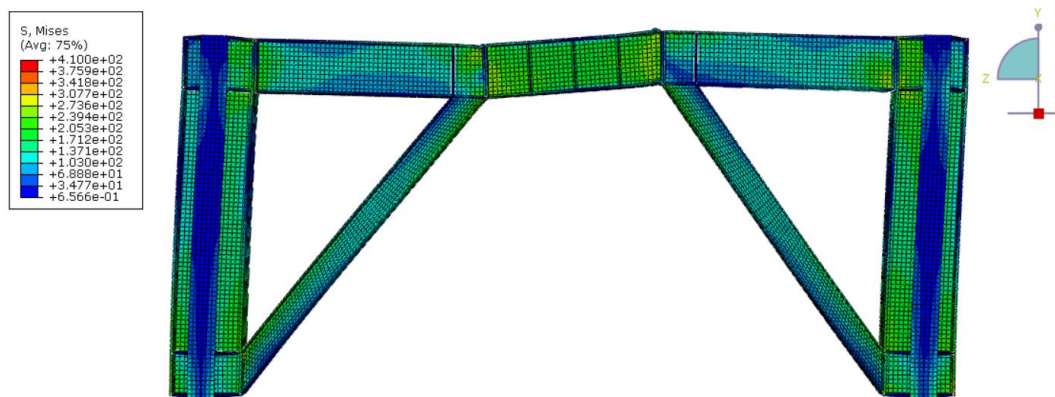


Gambar 4.8 Kontur tegangan EBF-S step-3 (*displacement* 15 mm)



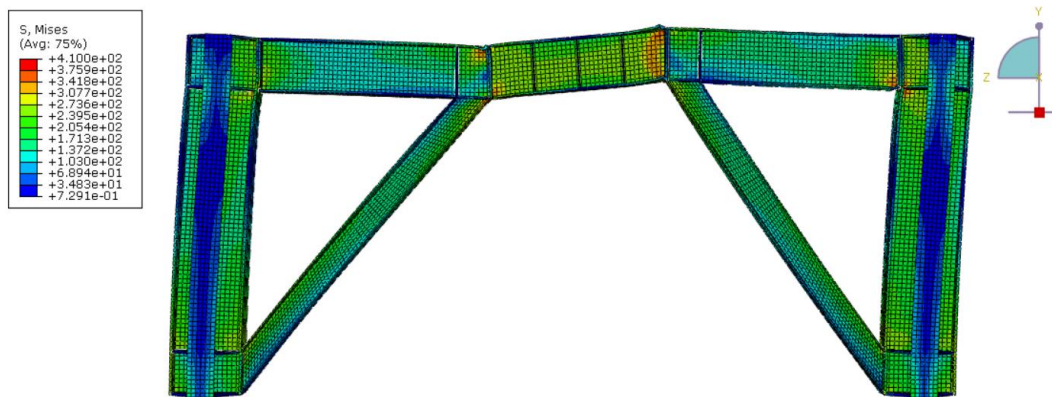
Gambar 4.9 Kontur tegangan EBF-S step-15 (*displacement* 20 mm)

Perilaku serta tegangan yang terjadi pada portal EBF-S akibat diberi beban siklik ditunjukkan dalam Gambar 4.7 sampai Gambar 4.9 diatas. Pada step-1 yaitu dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm menunjukkan bahwa mekanisme keruntuhan pada elemen *link* telah terlihat, ditandai dengan perubahan bentuk balok *link* menjadi elastis dengan tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* sebesar 266.25 N/mm<sup>2</sup>. Tanda-tanda awal keruntuhan pada *link* mulai terlihat pada step-3 yang ditandai dengan gradasi warna kontur tegangan yang cukup signifikan di bagian *web* dengan tegangan maksimumnya sebesar 349.62 N/mm<sup>2</sup>. Seluruh bidang *web* akhirnya mencapai nilai tegangan putus ( $f_u$ ) 410 N/mm<sup>2</sup> pada step-13 yaitu saat *displacement load* dinaikkan menjadi 20 mm. Pada kondisi ini dapat dipastikan bahwa *link* telah mencapai batas plastik sehingga konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom. Hal ini ditunjukkan dengan perbedaan gradasi warna yang semakin meningkat terutama pada titik sambungan antara balok dan kolom. Selain itu bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.

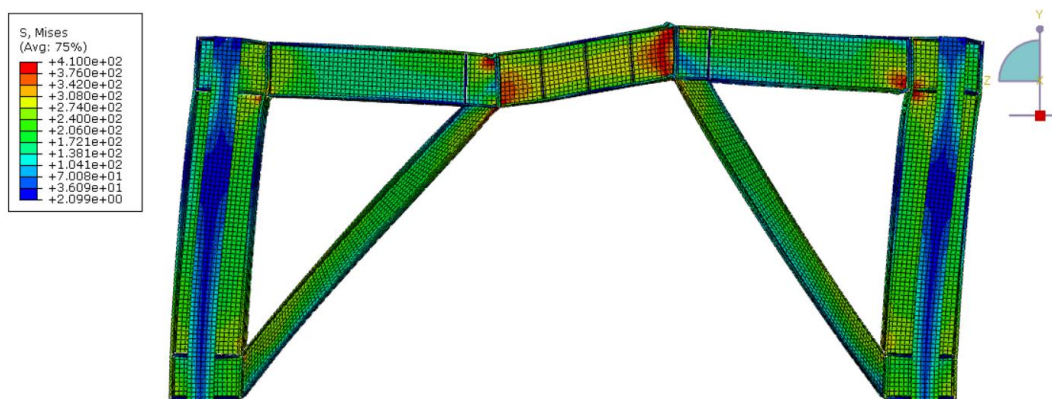


Gambar 4.10 Kontur tegangan EBF-I step-1 (*displacement* 15 mm)





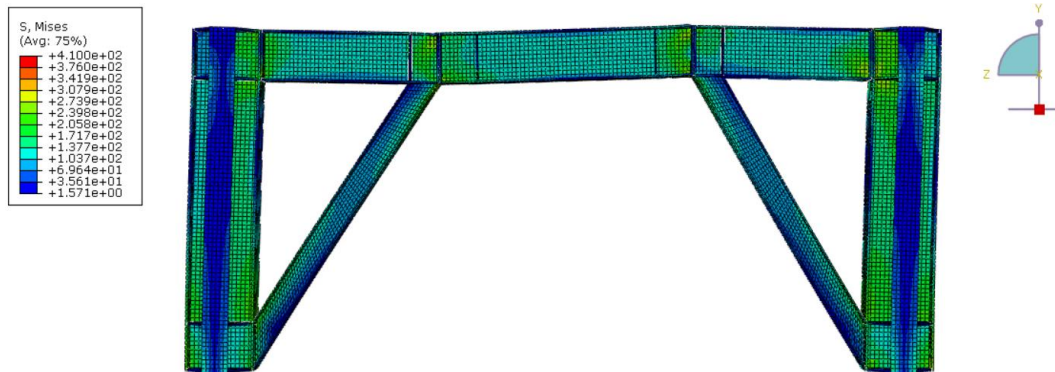
Gambar 4.11 Kontur tegangan EBF-I step-17 (*displacement* 20 mm)



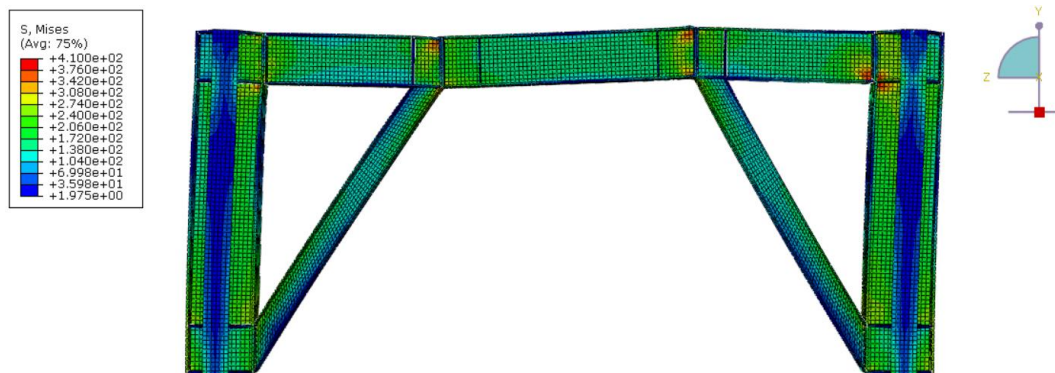
Gambar 4.12 Kontur tegangan EBF-I step-25 (*displacement* 30 mm)

Gambar 4.10 sampai 4.12 diatas menampilkan perilaku dan tegangan pada portal EBF-I. Pada step-1 dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm, tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* adalah sebesar 250.46 N/mm<sup>2</sup>. Tanda keruntuhan pada *link* dimulai pada bagian ujung *link* yang berhubungan dengan balok. Hal ini terlihat dengan perubahan gradasi warna kontur tegangan pada step-17 yaitu dengan *displacement* sebesar 20 mm dimana tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* balok *link* adalah sebesar 367.96 N/mm<sup>2</sup>. Dengan penambahan step terutama peningkatan nilai *displacement* menjadi 30 mm pada step-25, tegangan pada bagian *web* balok *link* telah mencapai tegangan putus ( $f_u$ ) 410 N/mm<sup>2</sup>. Konsentrasi tegangan yang terjadi mulai bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom seiring dengan peningkatan *displacement* pada beban

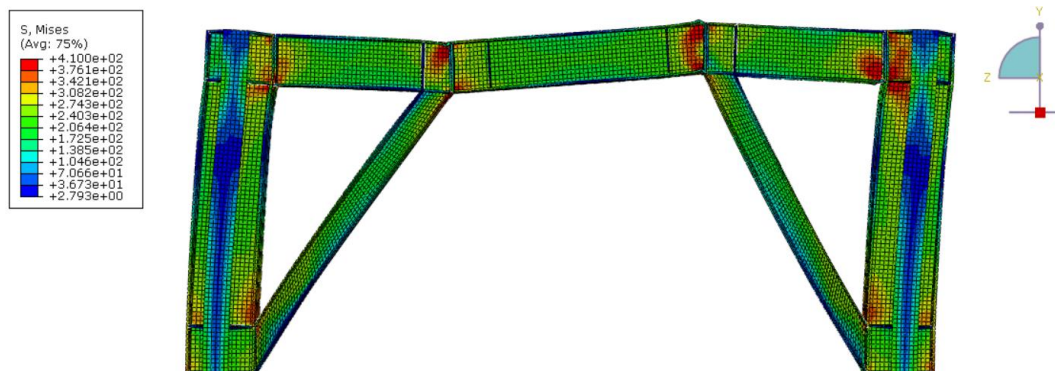
siklik yang diberikan. Bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok juga mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.



Gambar 4.13 Kontur tegangan EBF-L step-1 (*displacement* 15 mm)



Gambar 4.14 Kontur tegangan EBF-L step-19 (*displacement* 20 mm)

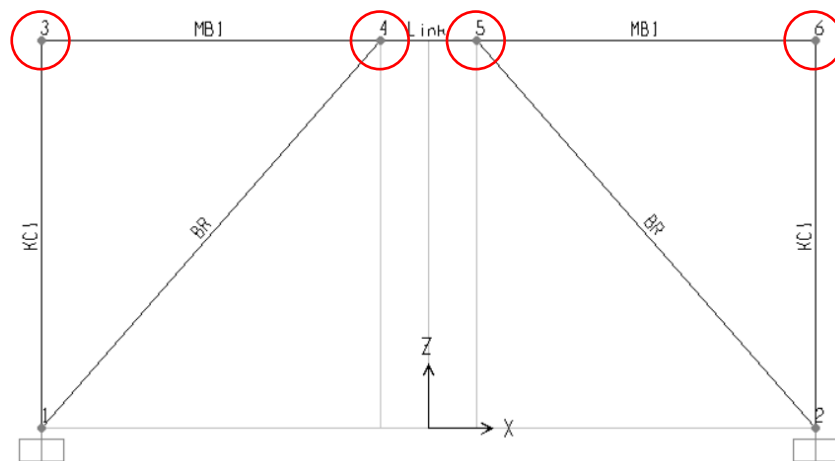


Gambar 4.15 Kontur tegangan EBF-L step-37 (*displacement* 40 mm)

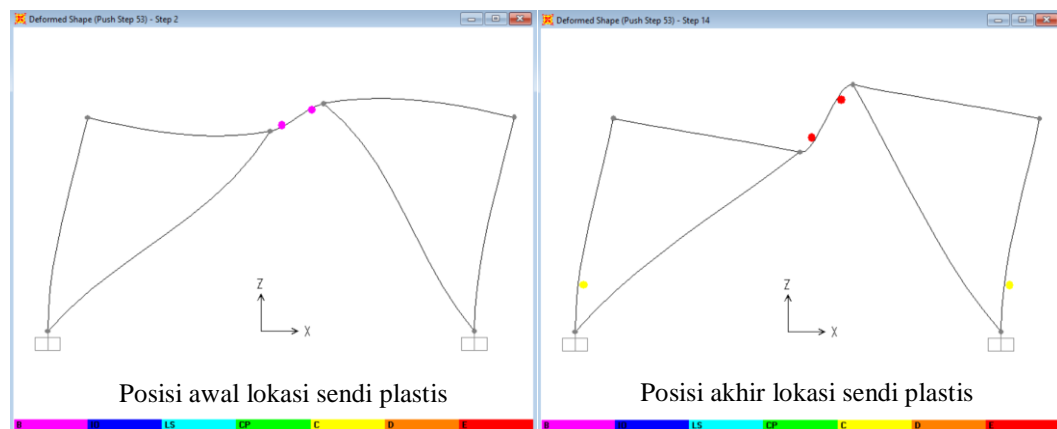
Model portal EBF-L yang ditampilkan Gambar 4.13 menunjukkan tegangan yang terjadi pada *link* cenderung lebih besar pada bagian ujung yang berhubungan dengan balok yang ditandai dengan perbedaan warna kontur tegangan. Saat step-1 dengan pemberian *displacement* awal sebesar 15 mm, nilai tegangan maksimum pada bagian *web* dari balok link di bagian ujung adalah sebesar 250.25 N/mm<sup>2</sup>. Dengan peningkatan beban siklik pada step-19 dalam Gambar 4.14 dengan pemberian *displacement* sebesar 20 mm, tegangan yang dihasilkan pada bagian ujung juga mengalami peningkatan menjadi 379.41 N/mm<sup>2</sup>. Saat *displacement* bertambah menjadi 40 mm yaitu di step-37 dalam Gambar 4.15, bagian *web* balok *link* pada bagian ujung telah mencapai tegangan putus ( $f_u$ ) 410 N/mm<sup>2</sup>. *Local buckling* juga terjadi pada bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan dengan balok. Sama seperti dua model EBF sebelumnya, konsentrasi tegangan juga bergeser ke arah balok luar *link*, *bracing* dan kolom akan tetapi pada model EBF-L ini memperlihatkan perilaku yang lebih signifikan terjadi pada daerah sambungan balok-kolom, serta balok-*link*. Dengan peningkatan tegangan pada daerah sambungan ini menyebabkan pelelehan tidak hanya terjadi pada *link* tetapi juga elemen balok dan kolom.

#### 4.4 Verifikasi Hasil

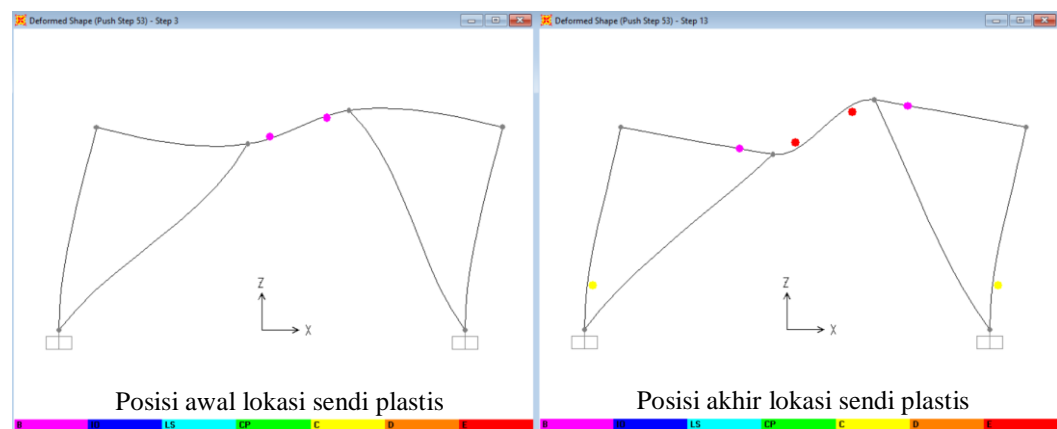
Untuk memverifikasi apakah pemodelan yang dibuat dengan ABAQUS telah sesuai dengan konsep sistem EBF, maka dilakukan pemodelan kembali khusus untuk ketiga portal dengan menggunakan SAP2000. Pada SAP2000 diberikan beban dorong berupa *displacement control* dengan besaran nilai disamakan dengan ABAQUS yaitu pada beban siklik step-53 dengan *displacement* sebesar 120.04 mm untuk ketiga model portal EBF. Seperti yang ditampilkan dalam Gambar 4.16, titik tinjauan pada SAP2000 yang akan diverifikasi dengan ABAQUS adalah pada titik 3, 4, 5 dan 6. Titik 3 dan 6 adalah joint antara balok-kolom, sedangkan titik 4 dan 5 adalah joint antara *link* dengan balok luar *link* dan *bracing*. Verifikasi dilakukan dengan membandingkan mekanisme keruntuhan yaitu letak terjadinya sendi plastis dan besarnya deformasi yang dihasilkan antara kedua program bantu tersebut.



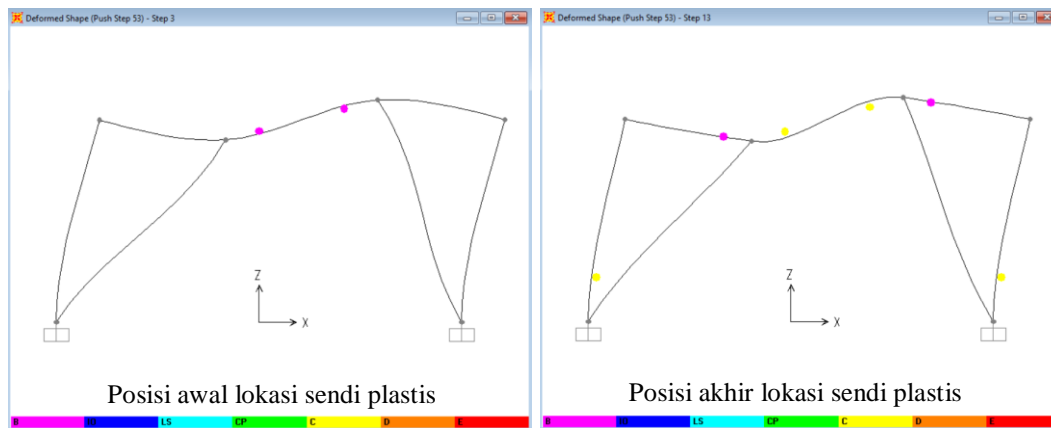
Gambar 4.16 Titik tinjauan pada SAP2000 akibat beban dorong



Gambar 4.17 Letak sendi plastis pada portal EBF-S



Gambar 4.18 Letak sendi plastis pada portal EBF-I



Gambar 4.19 Letak sendi plastis pada portal EBF-L

Dari Gambar 4.17 sampai Gambar 4.19 memperlihatkan posisi awal dan akhir terjadinya lokasi sendi plastis pada ketiga model portal EBF. Secara keseluruhan mekanisme keruntuhan pada portal telah terpenuhi yaitu sejak awal, terjadinya sendi plastis adalah pada balok *link*. Dengan peningkatan beban *displacement* menyebabkan elemen struktur lainnya mulai mengalami pelelehan yang ditandai dengan terjadinya juga sendi plastis pada kolom maupun balok. Jika dilihat kembali pada model portal EBF dengan ABAQUS, mekanisme yang sama juga dihasilkan pada setiap portal.

Tabel 4.11 Perbandingan nilai defleksi antara ABAQUS dan SAP2000

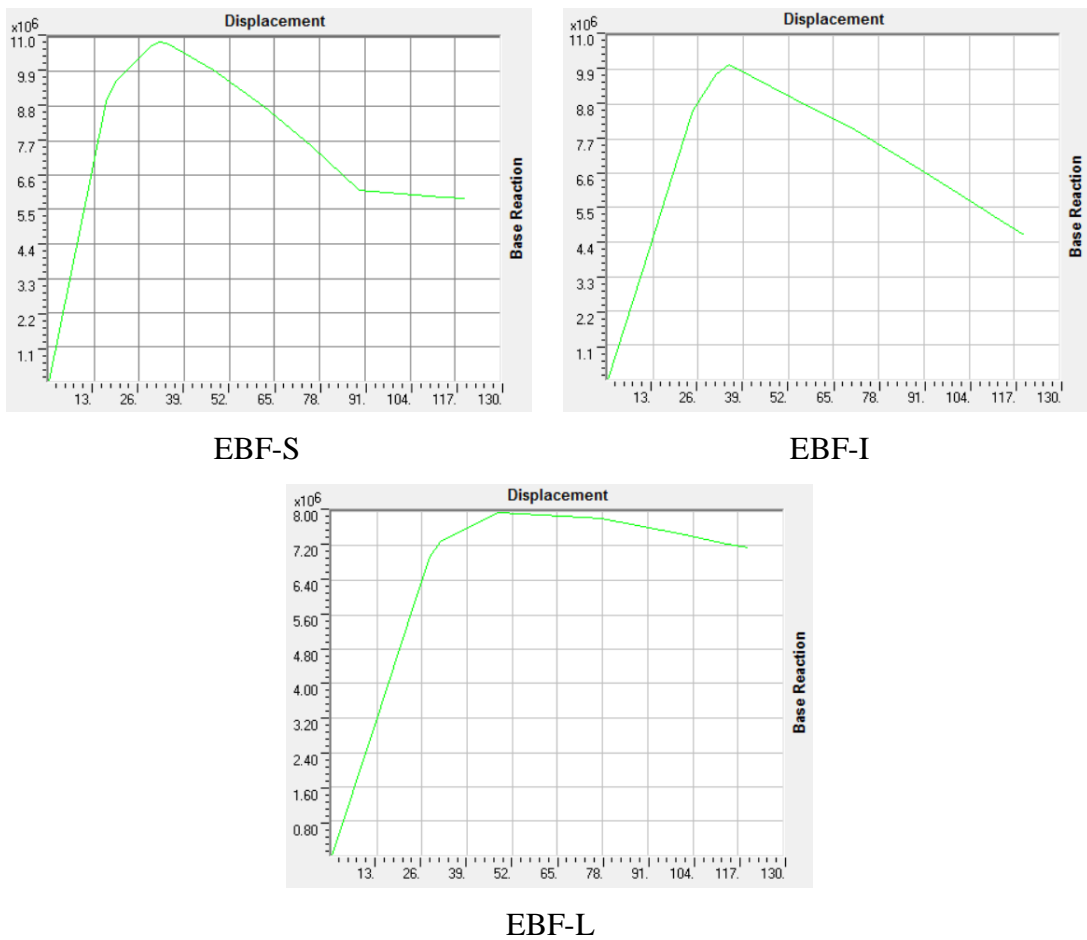
Portal	Titik 3		Titik 4		Titik 5		Titik 6	
	ABAQUS mm	SAP2000 mm	ABAQUS mm	SAP2000 mm	ABAQUS mm	SAP2000 mm	ABAQUS mm	SAP2000 mm
EBF-S	118.65	120.04	101.65	120.29	100.77	120.29	119.19	120.04
EBF-I	118.64	120.04	101.08	120.24	100.48	120.24	119.19	120.04
EBF-L	118.66	120.04	104.61	119.89	105.15	119.89	119.20	120.04

Dari Tabel 4.11 didapatkan bahwa besaran defleksi yang dihasilkan ABAQUS dan SAP2000 pada setiap titik pengamatan menunjukkan perbedaan nilai yang tidak terlalu signifikan tidak jauh berbeda sehingga hasil analisa ABAQUS telah sesuai pemodelannya dan dapat digunakan untuk analisa selanjutnya.

Selain itu hasil output yang dapat dilihat dari SAP2000 adalah kurva *pushover* sehingga dapat dihitung berapa nilai daktilitas dari ketiga model portal

EBF tersebut. Faktor daktilitas ( $\mu$ ) sendiri adalah rasio antara simpangan maksimum ( $\delta_m$ ) struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung ( $\delta_y$ ) pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung. Dari kurva *pushover* hasil SAP2000 yang ditunjukkan dalam Gambar 4.20 dapat dihitung daktilitas struktur EBF dengan menggunakan rumus:

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (4.5)$$



Gambar 4.20 Kurva *pushover* hasil SAP2000

Daktilitas struktur EBF-S:

$$\mu_{\text{EBF-S}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{119.25}{16.46} = 7.18$$

Daktilitas struktur EBF-I:

$$\mu_{\text{EBF-I}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{119.58}{24.52} = 4.88$$

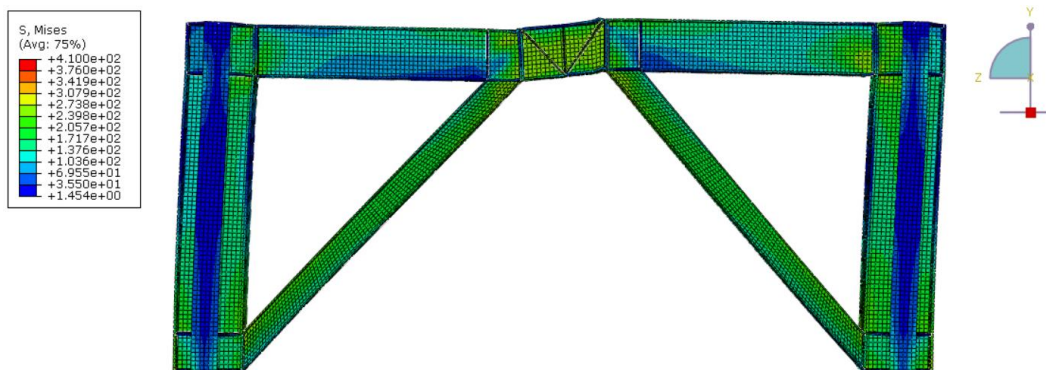
Daktilitas struktur EBF-L:

$$\mu_{\text{EBF-L}} = \frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{119.92}{27.88} = 4.30$$

Dari hasil perhitungan diatas menunjukkan bahwa struktur EBF-S memiliki nilai daktilitas terbesar diantara ketiga model yaitu sebesar 7.18 dan struktur EBF-L memiliki nilai daktilitas terendah yaitu sebesar 4.30 sdan struktur EBF-I memiliki nilai daktilitas diantara ketiga model yaitu sebesar 4.88. Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa struktur EBF-S lebih daktail dibanding struktur EBF-I maupun EBF-L.

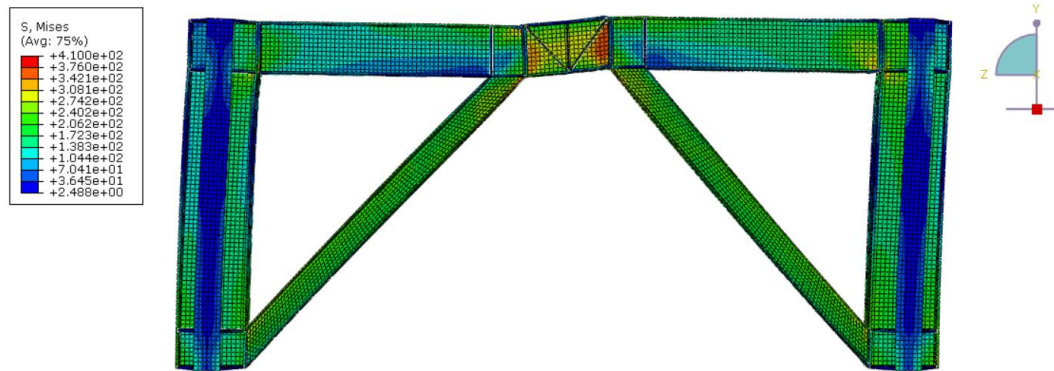
#### 4.5 Pengembangan Lanjutan dengan *Diagonal Web Stiffener*

Model pengembangan lanjutan diberikan pada elemen *link* yang mengacu pada penelitian eksperimental Yurisman et al. (2010 dan 2011) yaitu dengan pemberian *diagonal web stiffener* (pengaku badan diagonal). Dengan mengambil model portal pada step yang sama seperti analisa tanpa *diagonal web stiffener* dari setiap portal EBF, maka selanjutnya dapat dilihat perilaku serta tegangan yang dihasilkan.

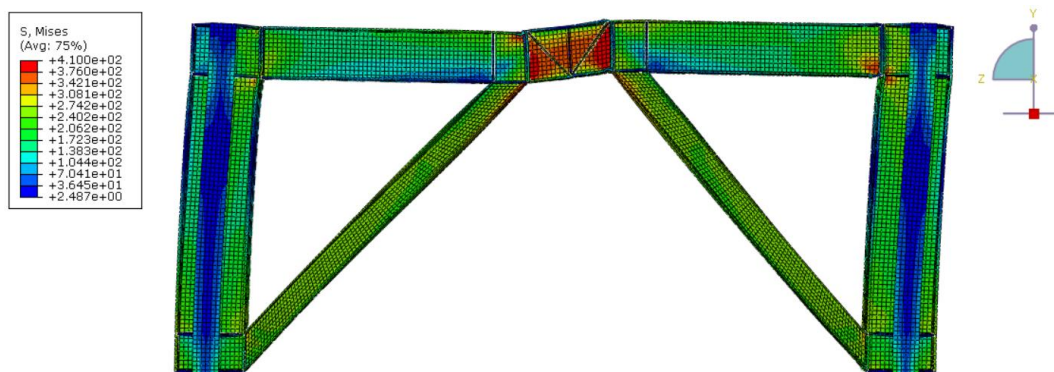


Gambar 4.21 Kontur tegangan EBF-S step-1 dengan *diagonal web stiffener* (displacement 15 mm)





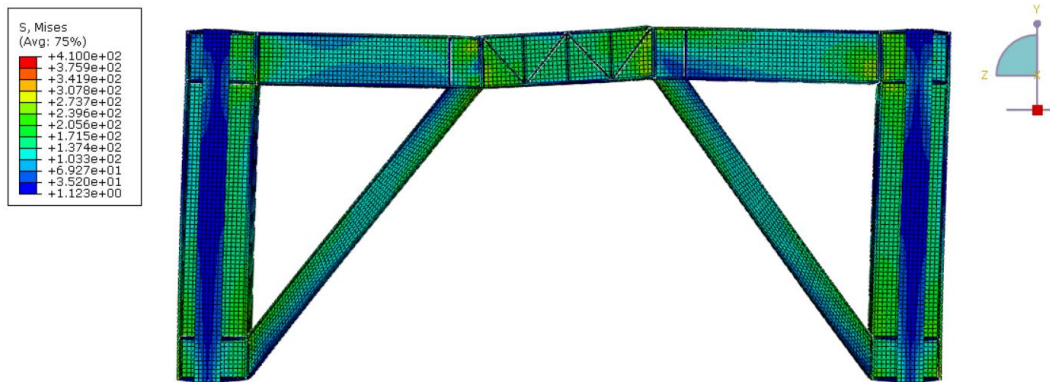
Gambar 4.22 Kontur tegangan EBF-S step-3 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 15 mm))



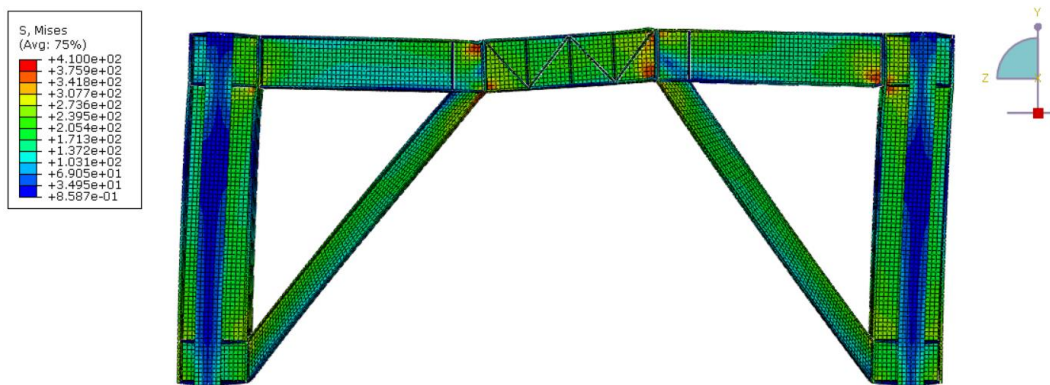
Gambar 4.23 Kontur tegangan EBF-S step-15 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 20 mm)

Gambar 4.21 sampai 4.23 diatas menampilkan perilaku dan tegangan pada portal EBF-S yang diberikan pengaku badan diagonal. Pada step-1 dengan pemberian *displacement* sebesar 15 mm, tegangan maksimum yang terjadi pada bagian *web* adalah sebesar 257.53 N/mm<sup>2</sup> atau mengalami penurunan sebesar 3.28%. Tegangan pada bagian *web* meningkat menjadi 341.60 N/mm<sup>2</sup> pada saat step-3. Walaupun mencapai tegangan putus ( $f_u$ ) 410 N/mm<sup>2</sup> pada step-13 dengan *displacement* sebesar 20 mm, terjadi perubahan pola tegangan yang terjadi pada bagian *web* dari *link* yaitu tidak seluruh bagian *web* mengalami pelelehan tetapi lebih cenderung pelelehan terjadi pada bagian ujung *web* dari *link*. Ini menunjukkan bahwa dengan pemberian pengaku badan diagonal pada *link* cukup mempengaruhi distribusi tegangan sepanjang *web* dari balok *link*. Bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan *link* dan balok juga mengalami perubahan bentuk diakibatkan pengaruh *local buckling*.

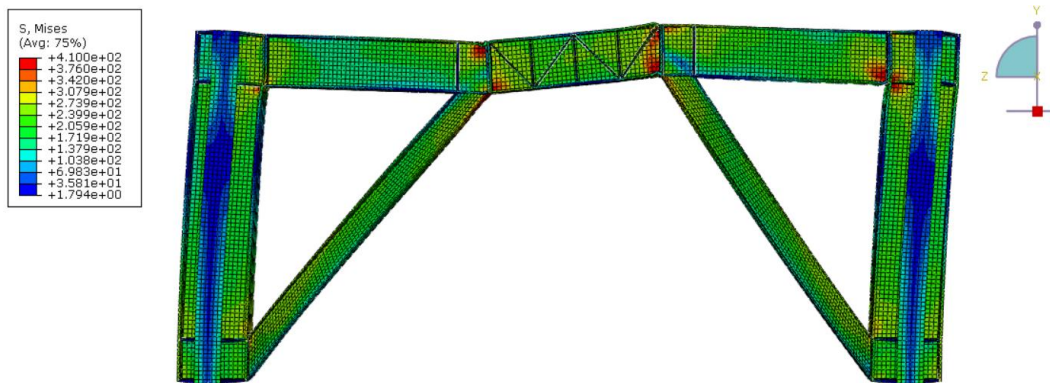




Gambar 4.24 Kontur tegangan EBF-I step-1 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 15 mm)



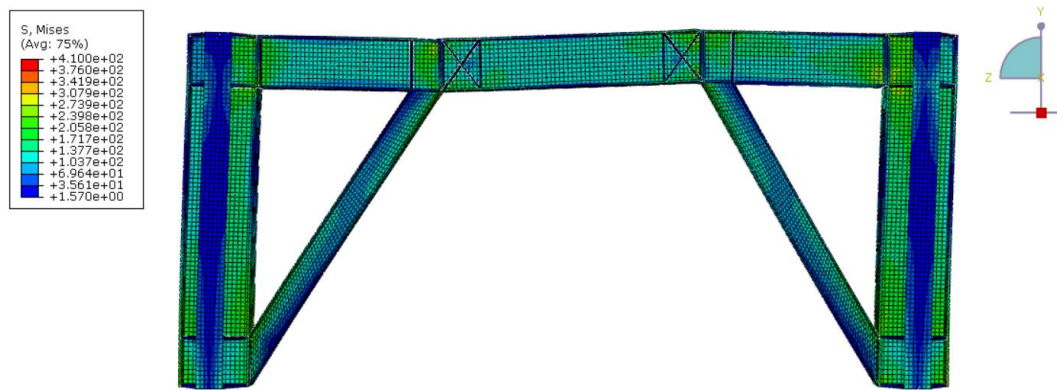
Gambar 4.25 Kontur tegangan EBF-I step-17 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 20 mm)



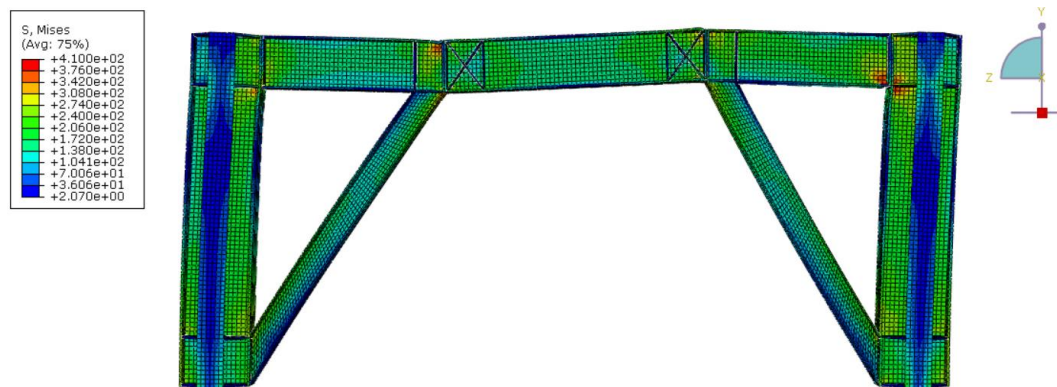
Gambar 4.26 Kontur tegangan EBF-I step-25 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 30 mm)

Model portal EBF-I yang ditampilkan Gambar 4.24 yaitu pada pada step-1 dengan *displacement* sebesar 15 mm menghasilkan kontur tegangan yang bervariasi pada bagian balok *link* yaitu tegangan pada bagian ujung dari balok *link* lebih besar dari bagian tengah, sehingga pengaruh dari pemberian pengaku badan diagonal telah terlihat. Tegangan maksimum pada bagian web dari balok link di bagian ujung

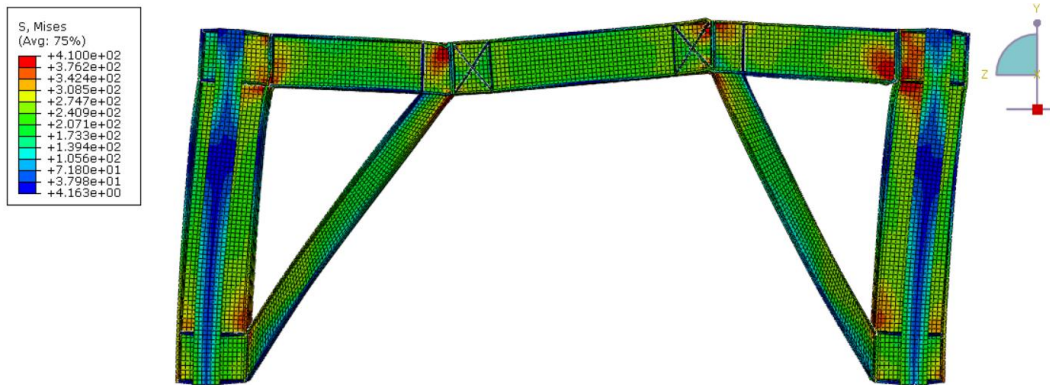
adalah sebesar  $250.41 \text{ N/mm}^2$  atau mengalami penurunan sebesar  $0.02\%$ . Perilaku yang sama juga terjadi pada step-17 pada Gambar 4.25 dengan tegangan maksimum pada bagian ujung balok link sebesar  $403.53 \text{ N/mm}^2$ . Pada Gambar 4.26 yaitu step-25, tegangan putus ( $f_u$ )  $410 \text{ N/mm}^2$  pada *web* telah tercapai tetapi hanya pada bagian ujung yang berbatasan dengan sisi *flange*. Dengan kata lain konsentrasi tegangan lebih terfokus pada bagian ini bukan terdistribusi merata sepanjang bidang *web* seperti pada kondisi tanpa pengaku diagonal badan. *Local buckling* juga terjadi pada bagian *flange* dari balok *link* di daerah sambungan dengan balok.



Gambar 4.27 Kontur tegangan EBF-L step-1 dengan *diagonal web stiffener* (displacement 15 mm)



Gambar 4.28 Kontur tegangan EBF-L step-19 dengan *diagonal web stiffener* (displacement 20 mm)

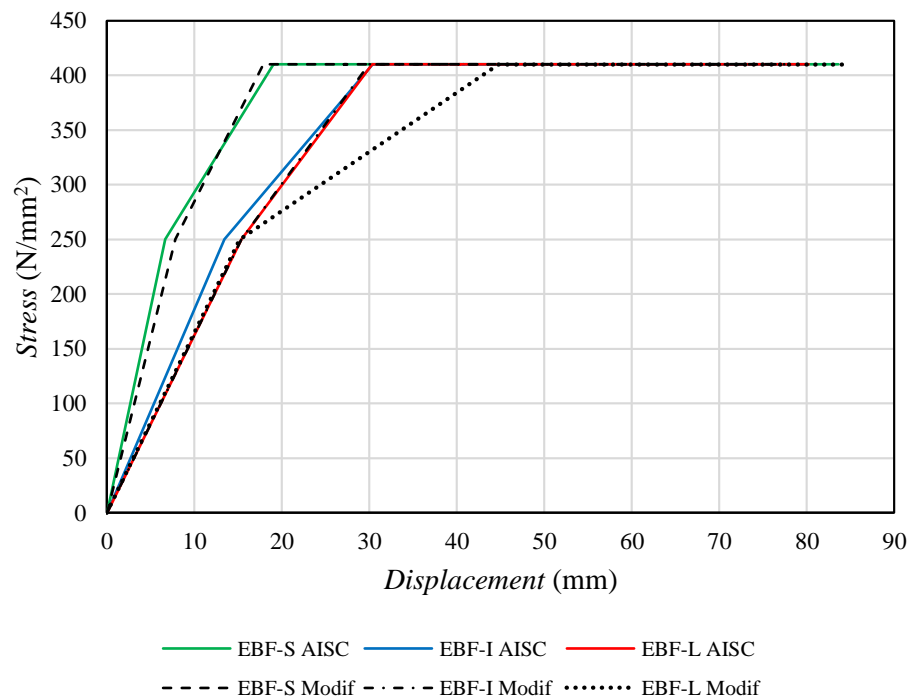


Gambar 4.29 Kontur tegangan EBF-L step-37 dengan *diagonal web stiffener* (*displacement* 40 mm)

Gambar 4.27 sampai Gambar 4.29 menunjukkan kontur tegangan portal EBF-L dengan pemberian pengaku badan diagonal. Saat step-1 dengan pemberian *displacement* awal sebesar 15 mm, nilai tegangan maksimum pada bagian *web* dari balok link di bagian ujung adalah sebesar 250.25 N/mm<sup>2</sup> terjadi pada bagian ujung *web* dari *link* terutama didaerah pertemuan *flange* dan pengaku badan diagonal. Pada step-19 tegangan maksimum juga terjadi pada daerah yang sama dengan nilai tegangannya sudah mencapai tegangan putus ( $f_u$ ) 410 N/mm<sup>2</sup>. Pada step selanjutnya juga terjadi perilaku yang sama dengan area *web* yang mengalami tegangan sebesar  $f_u$  semakin menyebar dari tepi pertemuan *flange* dan pengaku badan diagonal ke bagian tengah *web*. Secara umum pada portal EBF-L apabila diberikan pengaku badan diagonal pada balok *link* menyebabkan perilaku *link* menyerupai balok sehingga mekanisme keruntuhan awal yang seharusnya terjadi pada *link* menjadi tidak terpenuhi.

Dengan melihat perbandingan tegangan *von mises* terhadap perpindahan yang dihasilkan dari analisis ABAQUS seperti yang ditampilkan dalam Gambar 4.30, dapat menjelaskan bagaimana pengaruh dari perubahan panjang *link* serta penambahan pengaku badan diagonal terhadap kinerja dari struktur EBF. Pelelehan pertama lebih dahulu tercapai pada portal EBF-S dibandingkan dengan tipe portal EBF lainnya. Dengan penambahan pengaku badan diagonal, deformasi yang dihasilkan menjadi lebih meningkat pada saat pelelehan pertama yang mengindikasikan struktur menjadi lebih kaku akibat pemberian pengaku badan diagonal. Kondisi yang sama juga berlaku pada portal EBF-I dan portal EBF-L, tetapi pada portal EBF-L dibutuhkan deformasi yang lebih besar agar tegangan

yang dihasilkan mencapai batas tegangan ultimit bila diberikan pengaku badan diagonal. Penggunaan pengaku badan diagonal pada *link* panjang menyebabkan *link* menjadi lebih kaku sehingga dibutuhkan deformasi yang besar agar *link* mengalami pelelehan tetapi dilain pihak dapat menyebabkam elemen lain dari struktur EBF juga mengalami pelelehan.

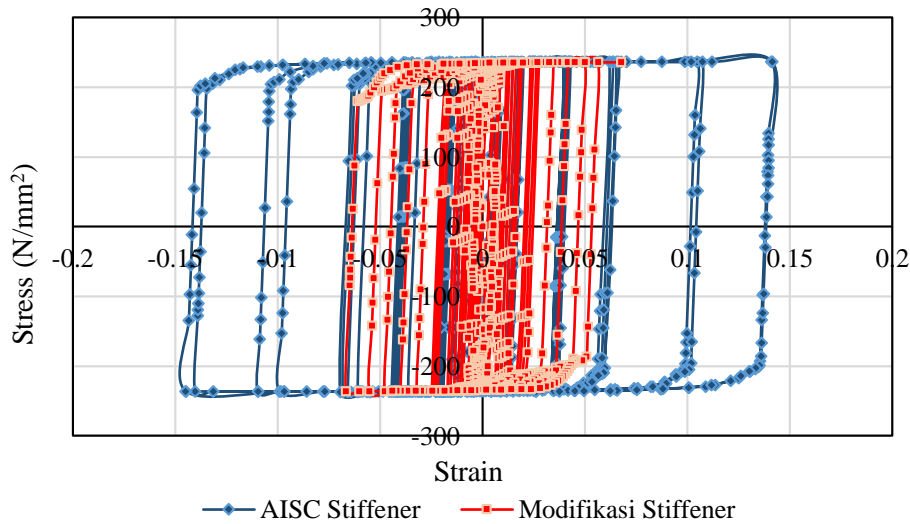


Gambar 4.30 Kurva *strees* vs *displacement*

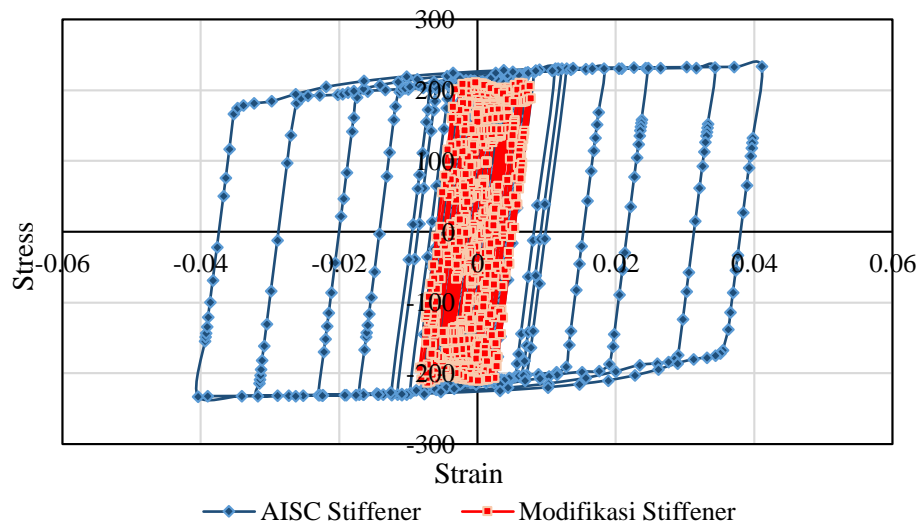
Dengan demikian dapat disimpulkan bahwa model portal yang menggunakan *short link* (*link* pendek) lebih baik dan dianjurkan dalam penggunaannya pada struktur dibandingkan dengan *intermediate link* (*link* menengah) maupun *long link* (*link* panjang). Penambahan pengaku badan diagonal pada *link* dapat meningkatkan kapasitas dari *link* tetapi satu sisi dapat memberikan kekuatan lebih pada *link* sehingga mekanisme keruntuhan yang seharusnya terjadi pada *link* menjadi tidak tercapai terutama pada *link* panjang.

#### 4.6 Diagram Tegangan-Regangan pada Portal EBF-S, EBF-I dan EBF-L

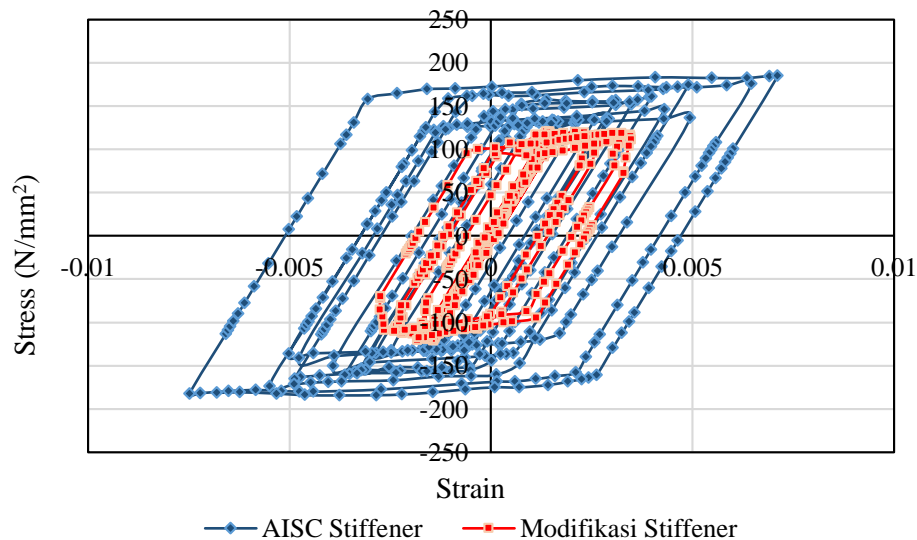
Diagram tegangan-regangan yang ditampilkan diambil pada elemen balok *link* dari setiap model portal EBF dengan kondisi awal dan penambahan pengaku badan diagonal. Adapun hasil yang diberikan ditampilkan dalam Gambar 4.31 sampai Gambar 4.32.



Gambar 4.31 Diagram tegangan-regangan pada *link* akibat beban siklik pada model EBF-S



Gambar 4.32 Diagram tegangan-regangan pada *link* akibat beban siklik pada model EBF-I



Gambar 4.33 Diagram tegangan-regangan pada *link* akibat beban siklik pada model EBF-L

Dari Gambar 4.31, pada model EBF-S dengan pemberian *web stiffener* sesuai AISC tegangan maksimum yang dicapai *link* adalah sebesar 236.61 MPa pada posisi regangan 0.1415, sedangkan untuk model dengan pemberian *diagonal web stiffener* dengan regangan 0.0677 dicapai tegangan maksimum sebesar 236.13 MPa. Perbedaan nilai tegangan antara kedua tipe penempatan *stiffener* tidak jauh berbeda, terkecuali pada nilai regangan dimana regangan pada balok *link* yang diberikan pengaku badan diagonal jauh lebih kecil dibandingkan dengan tanpa pengaku badan diagonal.

Pada model EBF-I yang ditunjukkan oleh Gambar 4.32, perbedaan nilai tegangan antara balok *link* tanpa pengaku badan diagonal dan dengan pengaku badan diagonal mulai terlihat. Untuk tegangan maksimum pada *link* tanpa pengaku badan diagonal adalah sebesar 233.47 MPa dengan nilai regangan sebesar 0.0411. Pada *link* dengan pemberian pengaku badan diagonal, tegangan maksimum yang terjadi sebesar 210.79 MPa dengan nilai regangannya sebesar 0.0077.

Untuk model EBF-L semakin mengalami penurunan nilai tegangannya pada elemen balok *link* yang ditampilkan dalam Gambar 4.33. Tegangan maksimum yang diberikan adalah sebesar 185.28 MPa dengan nilai regangannya sebesar 0.0071 pada *link* tanpa pengaku badan diagonal. Dengan pemberian pengaku badan



diagonal menyebabkan reduksi tegangan yang cukup signifikan yaitu menjadi 120.60 MPa saat tegangan mencapai 0.0035.

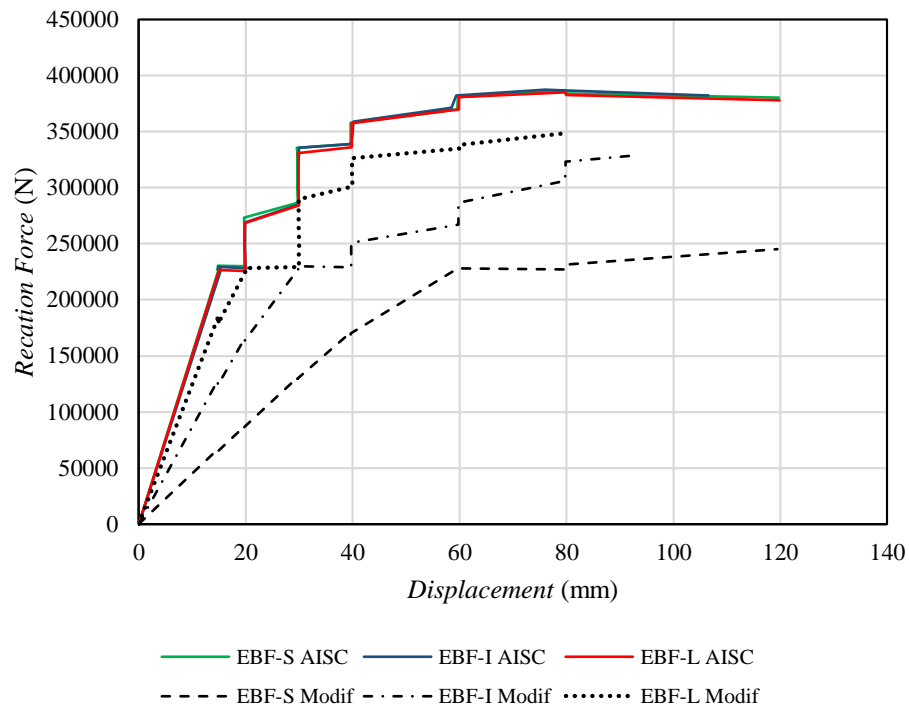
Luasan bidang tegangan-regangan dari setiap model portal EBF diatas seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 4.12 dapat menjelaskan pengaruh panjang *link* serta pemberian pengaku badan diagonal. Portal EBF-S memiliki luas bidang tegangan-regangan yang lebih besar dari ketiga portal EBF yang ada, sedangkan portal EB-L memiliki luas bidang tegangan-regangan yang lebih kecil dibanding dengan portal EBF lainnya. Dengan pemberian pengaku diagonal menyebabkan penurunan luasan bidang tegangan-regangan di setiap model portal EBF. Pada portal EBF-S mengalami penurunan sebesar 58.78%, pada portal EBF-I mengalami penurunan sebesar 85.59%, sedangkan pada portal EBF-L mengalami penurunan sebesar 76.45%

Tabel 4.12 Perbandingan luasan bidang tegangan-regangan

	EBF-S AISC	EBF-S Modif	EBF-I AISC	EBF-I Modif	EBF-L AISC	EBF-L Modif
Luasan (N/mm <sup>2</sup> )	119.11	49.10	30.55	4.40	3.44	0.81

#### 4.7 Perbandingan Nilai Disipasi Energi

Besaran nilai disipasi energi ditentukan berdasarkan luasan area *reaction force vs displacement* yang dihasilkan oleh setiap model portal EBF dalam ABAQUS yang diberi beban siklik *displacement control*. Gambar 4.34 menunjukkan grafik hubungan antara gaya dalam hal ini *reaction force* terhadap perpindahan yang dihasilkan. Portal EBF-S, portal EBF-I dan portal EBF-L dengan pemberian *stiffener* sesuai dengan standar AISC memiliki nilai disipasi energi yang relatif hampir sama tetapi kecenderungan portal EBF-S selalu lebih lebih besar dari portal lainnya. Untuk perbandingan nilai disipasi energi ditunjukkan pada Tabel 4.13.



Gambar 4.34 Kurva *reaction force* vs *displacement*

Tabel 4.13 Perbandingan nilai disipasi energi

	EBF-S AISC	EBF-S Modif	EBF-I AISC	EBF-I Modif	EBF-L AISC	EBF-L Modif
Disipasi energi (N.mm)	39227554.35	21048270.74	38385766.49	19221651.09	33070448.80	16583258.96

Dari Tabel diatas terlihat bahwa portal EBF-S memiliki disipasi energi yang lebih baik dari model portal EBF lainnya. Dikarenakan beban yang diberikan berupa *displacement control* maka besarnya disipasi energi setiap model portal EBF saat diberikan pengaku badan diagonal mengalami menurun yang mengindikasikan bahwa struktur mengalami peningkatan kekuatan dan kekakuan.



***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## **BAB 5**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan pembahasan dari hasil analisa yang telah dilakukan, maka kesimpulan yang dapat diambil adalah sebagai berikut:

1. Simpangan lateral dan drift yang dihasilkan pada model gedung EBF-S lebih kecil dibandingkan dengan dua model gedung yang lain, dan Model gedung EBF-L memiliki nilai simpangan deck terbesar. Dengan demikian struktur gedung yang menggunakan *short link* (*link* pendek) memberikan respon yang lebih baik dibandingkan *intermediate link* (*link* menengah) maupun *long link* (*link* panjang).
2. Seluruh model portal EBF dengan pemberian *web stiffener* sesuai AISC telah memenuhi mekanisme keruntuhan sistem EBF yaitu pelelehan diawali pada elemen balok *link*. Pada *short link* keruntuhan disebabkan karena pelelehan geser pada bagian *web*, sedangkan untuk *intermediate link* keruntuhan disebabkan karena kombinasi pelelehan geser dan lentur, dan untuk *long link* keruntuhan disebabkan oleh pelelehan lentur.
3. Penambahan *diagonal web stiffener* (pengaku badan diagonal) pada *link* dapat meningkatkan kapasitas dari *link* tetapi di satu sisi dapat memberikan kekakuan dan kekuatan lebih pada *link* sehingga mekanisme keruntuhan yang seharusnya terjadi pada *link* menjadi tidak tercapai terutama pada *link* panjang yang menyebabkan *link* berperilaku seperti balok.

#### **5.2 Saran**

Adapun saran yang dapat diberikan yaitu studi terhadap efektifitas penambahan *diagonal web stiffener* dengan mempertimbangkan kondisi sambungan pada joint.

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## DAFTAR PUSTAKA

- ANSI/AISC, 341-10. (2010), “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- ANSI/AISC, 360-10. (2010), “*Specification for Structural Steel Buildings*”. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- Berman, Jeffrey W., Taichiro Okazaki, dan Heidrun O. Hauksdottir. (2010), “Reduced Link Sections for Improving the Ductility of Eccentrically Braced Frame Link-to-Column Connections”. *Journal of Structural Engineering*, 136 (5) : 543-553.
- Budiono, Bambang, Yurisman, Nidiasari. (2011), “Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Tajan Gempa”. *Seminar dan Pameran HAKI*. Jakarta.
- Bruneau, Michel, Chia-Ming Uang, dan Rafael Sabbelli. (2011), “*Ductile Design of Steel Structures – Second Edition*”. McGraw-Hill Companies, Inc., United States of America.
- Daneshmand, Ardeshir, dan Behrokh H. Hashemi. (2011), “Performance of Intermediate and Long Links in Eccentrically Braced Frames”. *Journal of Constructional Steel Research*, 70 (11) : 167-176.
- Dewobroto, Wiryanto. (2015), “*Stuktur Baja – Perilaku, Analisis & Desain – AISC 2010*”. Lumina Press, Jakarta.
- Engelhardt, Michael D. (2007), “Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures”. *AISC Module for Teaching the Principles of Seismic-Resistant Design of Steel Building Structures*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- FEMA, 356. (2000), “*Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*”. American Society of Civil Engineers, Washington, D.C.
- FEMA, 440. (2005), “*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*”. Applied Technology Council (ATC-55 Project), Washington, D.C.

- Ghobarah, A., dan T. Ramadan. (1991), "Seismic Analysis of Links of Various Lengths in Eccentrically Braced Frames". *Journal of Civil Engineering*, 18 (6) : 140-148.
- Hashemi, Seyed H. (2011), "Ductility and Ultimate Strength of Eccentric Braced Frame". *Proceeding of International Conference on Advanced Materials Engineering*, Kairo, Mesir, 1-3 Oktober.
- Kasai, Kazuhiko, dan Egor P. Popov. (1986), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams". *Journal of Structural Engineering*, 112 (3): 505-523.
- Kurdi, B. Budiono, dan Yurisman (2013), "Studi Numerik Peningkatan Kinerja Struktur Baja Eccentrically Braced Frame Type-D dengan Modifikasi Badan Link Geser". *Prosiding Konferensi Nasional Teknik Sipil 7*, Surakarta, 24-26 Oktober.
- Musmar, M.A. 2012. "Effect of Link on Eccentrically Braced Frames". *Journal of Engineering Sciences, Assiut University*. Vol 40, 1 (1): 35-43.
- Nidiasari, dan B. Budiono. (2010), "Kajian Numerik Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentrus". *Prosiding Seminar dan Pameran HAKI 2010*. Jakarta, 3-4 Agustus.
- Ohsaki, M., dan T. Nakajima. (2012), "Optimization of Link Member of Eccentrically Braced Frames for Maximum Energy Dissipation". *Journal of Constructional Steel Research*. 75 (4): 38-44
- Pirmoz, Akbar, dan Mohammad S. Marefat. (2014), "Reliability Assesment of Compression Column in Seismic EBFs". *Journal of Constructiona Steel Research*, 104 (10): 274-281.
- Popov. Egor P., Kazuhiko Kasai, dan Michael D. Engelhardt. 1987. "Advances in Design of Eccentrically Braced Frames". *Buletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 20, No. 1, Maret.
- Richards, Paul W., dan Chia-Ming Uang. (2005), "Effect of Flange Width-Thickness Ratio on Eccentrically Braced Frames Link Cyclic Rotation Capacity". *Journal of Structural Engineering*, 131 (10): 1546-1552.
- Ricles, James M., dan Egor P. Popov. (1994), "Inelastic Link Element for EBF Seismic Analysis". *Journal of Structural Engineering*, 120 (2): 441-463.

SNI, 1726-2002. (2002), “*Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung*”. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

SNI, 1726:2012. (2012), “*Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*”. Badan Standardisasi Nasional, Jakarta.

Yurisman, Bambang Budiono, Muslinang Moestopo, dan Made Suarjana. (2010), “Behavior of Shear Link of WF Section with Diagonal Web Stiffener of Eccentrically Braced Frame (EBF) of Steel Structure”. *Journal of Engineering Sciences*, 2 (7): 103-128. Institut Teknologi Bandung, Bandung.

***“Halaman ini sengaja dikosongkan”***

## **LAMPIRAN**



## Perhitungan Perencanaan Balok Link

Balok induk yang direncanakan menggunakan profil

WF 588 x 300 x 12 x 20  
dengan data-data sebagai berikut

d	=	588 mm	$i_x$	=	24.8 cm
$b_f$	=	300 mm	$i_y$	=	6.85 cm
$t_f$	=	20 mm	$Z_x$	=	4308.9 cm <sup>3</sup>
$t_w$	=	12 mm	$Z_y$	=	1738.1 cm <sup>3</sup>
A	=	192.5 cm <sup>2</sup>	$S_x$	=	4020 cm <sup>3</sup>
q	=	151 kg/m	$S_y$	=	601 cm <sup>3</sup>
$I_x$	=	118000 cm <sup>4</sup>	r	=	28 mm
$I_y$	=	9020 cm <sup>4</sup>	h	=	d - 2( $t_f$ + r) = 492 mm
$f_y$	=	250 Mpa (BJ-41)	L	=	800 cm
$f_u$	=	410 Mpa	e	=	100 cm
E	=	200000 Mpa			

## Balok Link Arah X

Dari analisis SAP2000 diambil output balok link pada lantai ke-2

$N_u$	=	3979.13 kg
$V_u$	=	32796.56 kg
$M_u$	=	2098184.9 kg.cm
$\Delta_e$	=	0.012 mm

# Kontrol profil terhadap gaya lentur

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.748$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.284$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 7.5 < \lambda_p \rightarrow \text{profil sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.22$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49 < \lambda_p \rightarrow \text{profil badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g f_y = 481250 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y = 72188 \text{ kg} > N_u$$

# Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned}
 V_p &= 0.6 f_y (d - 2 t_f) t_w = 98640 \text{ kg} \\
 M_{px} &= Z_x f_y = 10772280 \text{ kg.cm} \\
 1.5 S_x f_y &= 15075000 \text{ kg.cm} \\
 M_{px} \text{ menentukan} &= 10772280 \text{ kg.cm} \\
 2 M_p / e &= 215445.6 \text{ kg} \\
 0.9 V_n &= 88776 \text{ kg} > V_u \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

# Kontrol sudut rotasi link

$$\begin{aligned}
 &\text{Sudut rotasi link} \\
 1.6 M_p / V_p &= 174.73 \text{ cm} \\
 2.6 M_p / V_p &= 283.94 \text{ cm} \\
 &\text{Karena } e = 100 \text{ cm} < 1.6 M_p / V_p \text{ berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7} \\
 \alpha_{\text{maks}} &= 0.08 \text{ radian} \\
 C_d &= 4 \\
 \Delta &= C_d \Delta_e = 0.48 \text{ cm} \\
 \alpha &= (L/e) \phi = 0.01 \text{ radian} \quad (\phi = \Delta/450) \\
 \alpha &< \alpha_{\text{maks}} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

**Pengaku Link Arah X**

$$\begin{aligned}
 &\text{Untuk } \alpha = 0.08 \text{ radian} \\
 S &= 30 t_w - d/5 = 24.24 \text{ cm} \\
 &\text{Untuk } \alpha = 0.02 \text{ radian} \\
 S &= 52 t_w - d/5 = 50.64 \text{ cm} \\
 &\text{Untuk } \alpha = 0.01 \text{ radian} \\
 S &= 50.64 - \left[ \frac{0.01 - 0.02}{0.08 - 0.02} \right] * [50.64 - 24.24] \\
 &= 55.685 \text{ cm} \\
 &\text{Dipasang pengaku antara dengan jarak } 50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

**Balok Link Arah Y**

Dari analisis SAP2000 diambil output balok link pada lantai ke-2

$$\begin{aligned}
 N_u &= 2504.9 \text{ kg} \\
 V_u &= 11385.52 \text{ kg} \\
 M_u &= 1003220.8 \text{ kg.cm} \\
 \Delta_e &= 0.016 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

# Kontrol profil terhadap gaya lentur

Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.748$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.284$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 7.5 < \lambda_p \rightarrow \text{profil sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.22$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49 < \lambda_p \rightarrow \text{profil badan kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$N_y = A_g f_y = 481250 \text{ kg}$$

$$0.15 N_y = 72188 \text{ kg} > N_u$$

# Kontrol kuat geser

$$V_p = 0.6 f_y (d - 2 t_f) t_w = 98640 \text{ kg}$$

$$M_{px} = Z_x f_y = 10772280 \text{ kg.cm}$$

$$1.5 S_x f_y = 15075000 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 10772280 \text{ kg.cm}$$

$$2 M_p / e = 215445.6 \text{ kg}$$

$$\theta V_n = 0.9 V_n = 88776 \text{ kg} > V_u \quad (\text{OK})$$

# Kontrol sudut rotasi link

Sudut rotasi link

$$1.6 M_p / V_p = 174.73 \text{ cm}$$

$$2.6 M_p / V_p = 283.94 \text{ cm}$$

Karena  $e = 100 \text{ cm} < 1.6 M_p / V_p$  berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7

$$\alpha_{\text{maks}} = 0.08 \text{ radian}$$

$$C_d = 4$$

$$\Delta = C_d \Delta e = 0.64 \text{ cm}$$

$$\alpha = (L/e) \emptyset = 0.01 \text{ radian} \quad (\emptyset = \Delta/450)$$

$$\alpha < \alpha_{\text{maks}} \quad (\text{OK})$$

**Pengaku Link Arah Y**

$$\text{Untuk } \alpha = 0.08 \text{ radian}$$

$$S = 30 t_w - d/5 = 24.24 \text{ cm}$$

$$\text{Untuk } \alpha = 0.02 \text{ radian}$$

$$S = 52 t_w - d/5 = 50.64 \text{ cm}$$

$$\text{Untuk } \alpha = 0.01 \text{ radian}$$

$$S = 50.64 - \left( \frac{0.01 - 0.02}{0.08 - 0.02} \right) * [50.64 - 24.24]$$

$$= 54.434 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 50 cm

## Perhitungan Perencanaan Balok Luar Link

Balok luar link yang direncanakan menggunakan profil

WF 588 x 300 x 12 x 20  
dengan data-data sebagai berikut

d	=	588 mm	$i_x$	=	24.8 cm
$b_f$	=	300 mm	$i_y$	=	6.85 cm
$t_f$	=	20 mm	$Z_x$	=	4308.9 cm <sup>3</sup>
$t_w$	=	12 mm	$Z_y$	=	1738.1 cm <sup>3</sup>
A	=	192.5 cm <sup>2</sup>	$S_x$	=	4020 cm <sup>3</sup>
q	=	151 kg/m	$S_y$	=	601 cm <sup>3</sup>
$I_x$	=	118000 cm <sup>4</sup>	r	=	28 mm
$I_y$	=	9020 cm <sup>4</sup>	h	=	d - 2( $t_f$ + r) = 492 mm
$f_y$	=	250 Mpa (BJ-41)	L	=	800 cm
$f_u$	=	410 Mpa	e	=	100 cm
E	=	200000 Mpa			

### Balok Luar Link Arah X

$V_u$	=	1.1 $R_y V_n$	
$V_p$	=	0.6 $f_y (d - 2 t_f) t_w$	= 98640 kg
$M_p$	=	$Z_x f_y$	= 10772280 kg.cm
$2M_p/e$	=		= 215445.6 kg.cm
	$V_n$ menentukan		= 98640 kg
$V_u$	=	162756 kg	

### # Kontrol kelangsingan penampang

Pelat sayap

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.748$$

$$\lambda_r = 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.284$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 7.50 < \lambda_p \rightarrow \text{profil sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.22$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49.00 < \lambda_p \rightarrow \text{profil badan kompak}$$

#### # Kapasitas momen penampang

$$\begin{aligned} M_n &= M_p \quad (\text{karena penampang kompak}) \\ M_p &= f_y Z_x = 10980917.43 \text{ Kg.cm} \\ \phi M_n &= 0.9 M_n = 9882825.69 \text{ Kg.cm} \end{aligned}$$

#### # Kapasitas geser penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} = 49.00 \\ a &= \frac{L - e}{2} = 3500 \text{ mm} \\ k_n &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5.14 \\ 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} &= 70.55 \\ \lambda &\leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 49.00 < 70.55 \text{ (Plastis)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0.6 f_y A_w C_w = 105840 \text{ kg} \\ \phi V_n &= 0.9 V_n = 95256 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### # Kontrol interaksi geser lentur

Dari SAP2000 diperoleh

$$M_u = 1976715.3 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0.625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1.375$$

$$\frac{1976715.3}{9882825.69} + 0.625 \frac{162756}{95256} \leq 1.375$$

1.2679 < 1.375 (OK)

#### Balok Luar Link Arah Y

$$V_u = 1.1 R_y V_n$$

$$\begin{aligned} V_p &= 0.6 f_y (d - 2 t_f) t_w = 98640 \text{ kg} \\ M_p &= Z_x f_y = 10772280 \text{ kg.cm} \\ 2M_p/e &= 215445.6 \text{ kg.cm} \\ V_n \text{ menentukan} &= 98640 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$V_u = 162756 \text{ kg}$$

#### # Kontrol kelangsingan penampang

Pelat sayap

$$\begin{aligned} \lambda_p &= 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10.748 \\ \lambda_r &= 1.0 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 28.284 \\ \lambda &= \frac{b_f}{2 t_f} = 7.50 < \lambda_p \rightarrow \text{profil sayap kompak} \end{aligned}$$

Pelat badan

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106.35$$

$$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161.22$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49.00 < \lambda_p \rightarrow \text{profil badan kompak}$$

#### # Kapasitas momen penampang

$$M_n = M_p \quad (\text{karena penampang kompak})$$

$$M_p = f_y Z_x = 10980917.43 \text{ Kg.cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 M_n = 9882825.69 \text{ Kg.cm}$$

#### # Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 49.00$$

$$a = \frac{L - e}{2} = 3500 \text{ mm}$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5.14$$

$$1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 70.55$$

$$\lambda \leq 1.1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 49.00 < 70.55 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_w = 105840 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0.9 V_n = 95256 \text{ kg}$$

#### # Kontrol interaksi geser lentur

Dari SAP2000 diperoleh  
 $M_u = 991325.3 \text{ kg.cm}$

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0.625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1.375$$

$$\frac{991325.3}{9882825.69} + 0.625 \frac{162756}{95256} \leq 1.375$$

$$1.1682 < 1.375 \quad (\text{OK})$$

## Perhitungan Perencanaan Bracing

Bracing yang direncanakan menggunakan profil

WF 300 x 300 x 15 x 15  
dengan data-data sebagai berikut

d	=	300 mm	$i_x$	=	12.6 cm
$b_f$	=	300 mm	$i_y$	=	7.26 cm
$t_f$	=	15 mm	$Z_x$	=	1555.9 cm <sup>3</sup>
$t_w$	=	15 mm	$Z_y$	=	352.69 cm <sup>3</sup>
A	=	134.8 cm <sup>2</sup>	$S_x$	=	1440 cm <sup>3</sup>
q	=	108 kg/m	$S_y$	=	466 cm <sup>3</sup>
$I_x$	=	21500 cm <sup>4</sup>	r	=	18 mm
$I_y$	=	7100 cm <sup>4</sup>	h	=	d - 2( $t_f$ + r) = 234 mm
$f_y$	=	250 Mpa (BJ-41)			
$f_u$	=	410 Mpa			
E	=	200000 Mpa			

### Bracing Arah X

$V_n$	=	0.6 $f_y A_w C_w$	=	67500 kg
$V_u$	=	1.25 $R_y V_n$	=	126562.5 kg
$\alpha$	=	42.26 °		

Pu tekan	=	$\frac{V_u}{\sin \alpha}$	=	188198.15 kg
Pu tarik	=	$\frac{V_u}{\sin \alpha}$	=	188198.15 kg

### # Kontrol kelangsingan penampang

$$\begin{aligned} \text{Pelat sayap} \\ \lambda_r &= 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15.839 \\ \lambda &= \frac{b_f}{2 t_f} = 10.00 < \lambda_r \rightarrow \text{profil sayap tidak langsing} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pelat badan} \\ \lambda_r &= 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.144 \\ \lambda &= \frac{h}{t_w} = 20.00 < \lambda_r \rightarrow \text{profil badan tidak langsing} \end{aligned}$$

### # Kontrol kekuatan bracing

$$\text{Panjang bracing, L} = 461 \text{ cm}$$

$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = 36.59$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 63.50$$

$$\lambda \rightarrow \lambda_y = 63.50$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.915$$

$$0.25 < \lambda < 1.2 \quad \text{maka:}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \cdot \lambda_c} = 1.449$$

Bracing tarik

$$P_{\max} = R_y f_y A_g = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 P_n = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 454950 > 188198 \quad (\text{OK})$$

Bracing tekan

$$P_{\max} = 1.1 R_y f_y A_g / F_c = 389391 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 P_n = 330982 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 330982 > 188198 \quad (\text{OK})$$

#### Bracing Arah Y

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_w = 67500 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.25 R_y V_n = 126562.5 \text{ kg}$$

$$\alpha = 42.26^\circ$$

$$P_u \text{ tekan} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = 188198.15 \text{ kg}$$

$$P_u \text{ tarik} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = 188198.15 \text{ kg}$$

#### # Kontrol kelangsingan penampang

Pelat sayap

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15.839$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 10.00 < \lambda_r \rightarrow \text{profil sayap tidak langsing}$$

Pelat badan

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.144$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 20.00 < \lambda_r \rightarrow \text{profil badan tidak langsing}$$

#### # Kontrol kekuatan bracing

$$\text{Panjang bracing, L} = 461 \text{ cm}$$



$$\text{Arah X} \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = 36.59$$

$$\text{Arah Y} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = 63.50$$

$$\lambda \rightarrow \lambda_y = 63.50$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.915$$

$$0.25 < \lambda < 1.2 \quad \text{maka:}$$

$$\omega = \frac{1.43}{1.6 - 0.67 \cdot \lambda_c} = 1.449$$

Bracing tarik

$$P_{\max} = R_y f_y A_g = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.9 P_n = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 454950 > 188198 \quad (\text{OK})$$

Bracing tekan

$$P_{\max} = 1.1 R_y f_y A_g / \phi_c = 389391 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0.85 P_n = 330982 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 330982 > 188198 \quad (\text{OK})$$

## Perhitungan Perencanaan Kolom

Kolom yang direncanakan menggunakan profil King Cross

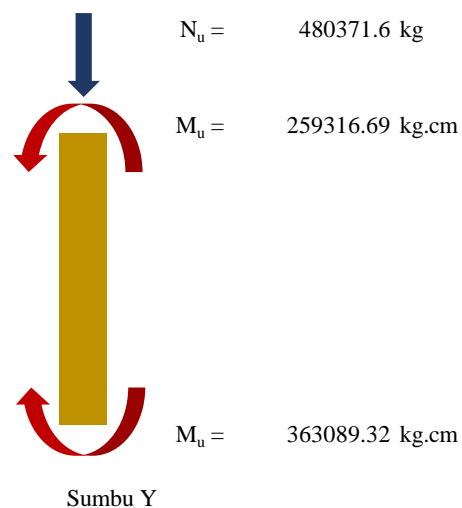
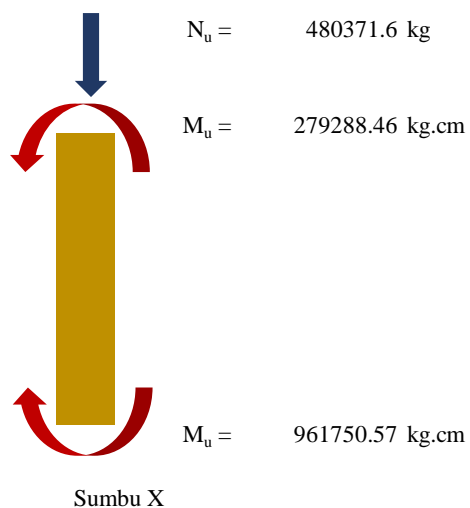
KC 800 x 300 x 14 x 26  
dengan data-data sebagai berikut

d	=	800 mm	$i_x$	=	23.83 cm
$b_f$	=	300 mm	$i_y$	=	24.27 cm
$t_f$	=	26 mm	$Z_x$	=	9202.1 cm <sup>3</sup>
$t_w$	=	14 mm	$Z_y$	=	9385.3 cm <sup>3</sup>
A	=	534.8 cm <sup>2</sup>	$S_x$	=	7592.5 cm <sup>3</sup>
q	=	419.8 kg/m	$S_y$	=	7740.2 cm <sup>3</sup>
$I_x$	=	303700 cm <sup>4</sup>	r	=	28 mm
$I_y$	=	315027 cm <sup>4</sup>	h	=	$d - 2(t_f + r) = 692 \text{ mm}$
$f_y$	=	250 Mpa (BJ-41)	J	=	419.94 cm <sup>4</sup>
$f_u$	=	410 Mpa	$C_w$	=	504043200 cm <sup>6</sup>
E	=	200000 Mpa	$L_k$	=	400 cm
$I_{xb}$	=	118000 cm <sup>4</sup>	$L_b$	=	800 cm

Dari analisis SAP2000 diperoleh gaya-gaya yang bekerja pada kolom lantai 1 adalah sebagai berikut:

Ket.	Comb5X (Sb. X)	Comb5Y (Sb. Y)	
Atas	279288.46	259316.69	kg.cm
Bawah	961750.57	363089.32	kg.cm

Ket.	Comb2	
Aksial	480371.60	kg
Geser	2721.25	kg



### # Kontrol kelangsingan penampang

Pelat sayap

$$\lambda_r = \frac{0.56 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} = 15.839$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 5.769 < \lambda_r \rightarrow \text{profil sayap tidak Langsing}$$

Pelat badan

$$\lambda_r = \frac{1.49 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} = 42.144$$

$$\lambda = \frac{h/2}{t_w} = 28.571 < \lambda_r \rightarrow \text{profil badan tidak Langsing}$$

### # Faktor Tekuk

Arah X

$$G_A = \frac{\sum(I_{xk}/L)}{\sum(I_{xb}/L)} = \frac{1518.5}{295} = 5.15$$

$$G_B = 1 \text{ (Kolom dengan perletakan jepit)}$$

Arah Y

$$G_A = \frac{\sum(I_{yk}/L)}{\sum(I_{yb}/L)} = \frac{1575.1}{295} = 5.34$$

$$G_B = 1 \text{ (Kolom dengan perletakan jepit)}$$

Berdasarkan Alignment Chart untuk rangka tidak bergoyan, nilai K diperoleh:

$$K_{cx} = 0.851 \text{ (Tidak bergoyang)}$$

$$K_{cy} = 0.852 \text{ (Tidak bergoyang)}$$

### # Kontrol Kelangsingan Kolom

Akibat beban gravitasi

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} L}{i_x} = \frac{340.33}{23.83} = 14.28 \text{ cm}$$

$$N_{crbx} = \frac{\pi^2 E A_g}{\lambda^2} = \frac{10556528867}{203.97} = 51756207.57 \text{ kg}$$

$$\lambda_y = \frac{K_{cy} L}{i_y} = \frac{340.71}{24.27} = 14.04 \text{ cm}$$

$$N_{crby} = \frac{\pi^2 E A_g}{\lambda^2} = \frac{10556528867}{197.07} = 53567442.63 \text{ kg}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_x = 14.28 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.16 < 0.25 \rightarrow \text{maka nilai } \omega = 1$$

$$P_u = 480371.60 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot \frac{f_y}{\omega} \cdot A_g = 1136450.00 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0.4227 > 0.2 \rightarrow \text{Interaksi 2}$$

### # Momen Balok

Terhadap sumbu X:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.48$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{Nu}{Ncrbx} \right)} = 0.49 < 1.0$$

Sehingga,  $\delta_{bx} = 1$

$$M_{ux} = \delta_{bx} M_{ntx} = 279288.46 \text{ kg.cm}$$

Terhadap sumbu Y:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.31$$

$$\delta_{by} = \frac{C_m}{1 - \left( \frac{Nu}{Ncrby} \right)} = 0.32 < 1.0$$

Sehingga,  $\delta_{by} = 1$

$$M_{uy} = \delta_{by} M_{nty} = 259316.69 \text{ kg.cm}$$

### # Kontrol Momen Nominal

Pelat sayap

$$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15.839$$

$$\lambda = \frac{b_f}{2 t_f} = 5.769 < \lambda_r \rightarrow \text{profil sayap kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.144$$

$$\lambda = \frac{h/2}{t_w} = 28.571 < \lambda_r \rightarrow \text{profil badan kompak}$$

### # Kontrol Tekuk Lateral

$$L_b = 4 \text{ m}$$

$$r_y = (I_y/A)^{1/2} = 242.70 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 r_y (E/f_y)^{1/2} = 12082 \text{ mm} = 12.082 \text{ m}$$

$$r_{ts}^2 = (I_y C_w)^{1/2} / S_x = 165967 \rightarrow r_{ts} = 407.39 \text{ mm}$$

$$c = 1$$

$$h_0 = d - t_f = 774 \text{ mm}$$

$$L_r = \underbrace{1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 f_y}}_A \sqrt{\underbrace{\frac{Jc}{S_x h_0} + \left( \frac{Jc}{S_x h_0} \right)^2 + 6.76 \left( \frac{0.7 f_y}{E} \right)^2}_B}$$

$$A = 907900$$

$$B = 0.0584$$

$$L_r = 52982 \text{ mm} = 52.982 \text{ m}$$

$$L_p > L_b < L_r \rightarrow \text{Bentang pendek}$$

$$\begin{array}{rclcl}
 M_{nx} & = & Z_x f_y & = & 23005290.00 \text{ kg.cm} \\
 M_{ny} & = & Z_y f_y & = & 23463265.00 \text{ kg.cm}
 \end{array}$$

**# Kontrol Interaksi Balok-Kolom**

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0.45 < 1.0 \quad (\text{OK})$$

## BIODATA PENULIS



**Jusuf Wilson Meynerd Rafael**, penulis dilahirkan di Kupang - Nusa Tenggara Timur, 28 Mei 1986, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Maria Goreti Kupang, SD Inpres Bertingkat Perumnas III Kupang, SMP Katolik Frater Kupang. Setelah lulus dari SMA Negeri 1 Kupang pada tahun 2004, penulis melanjutkan pendidikan untuk jenjang Sarjana (S1) Teknik Sipil di Universitas Katolik Widya Mandira Kupang. Pada program pendidikan S1 Teknik Sipil ini, penulis menyelesaikan masa studi selama 4,5 tahun dengan pengambilan tugas akhir di bidang Struktur dengan judul tugas akhir “Analisa Pengaruh Bentuk Bangunan Terhadap Respons Struktur (Perbandingan antara Struktur Lantai Kaku dan Struktur Lantai Fleksibel)”. Setelah menyelesaikan pendidikan S1 pada tahun 2009, penulis pernah menjadi tenaga pengajar pada program studi Teknik Sipil di Universitas Katolik Widya Mandira Kupang dan terlibat dalam dunia jasa konstruksi dan jasa konsultan sebagai perencana dan pengawas baik untuk pekerjaan pemerintah maupun swasta di dalam maupun di luar negeri (Timor Leste). Pada tahun 2015, penulis melanjutkan pendidikan jenjang Pascasarjana (S2) pada program studi Teknik Sipil dengan bidang keahlian Struktur di Institut Teknologi Sepuluh Nopember (ITS) Surabaya. Masa studi pascasarjana diselesaikan penulis dalam kurun waktu 1,5 tahun dengan materi penelitian tesis meliputi struktur baja daktail dan *finite element analysis* dan hasil penelitian penulis telah dipublikasikan dalam ITS Journal of Civil Engineering.